

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DÜSSELDORF
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

25. JAHRGANG

JULI 1950

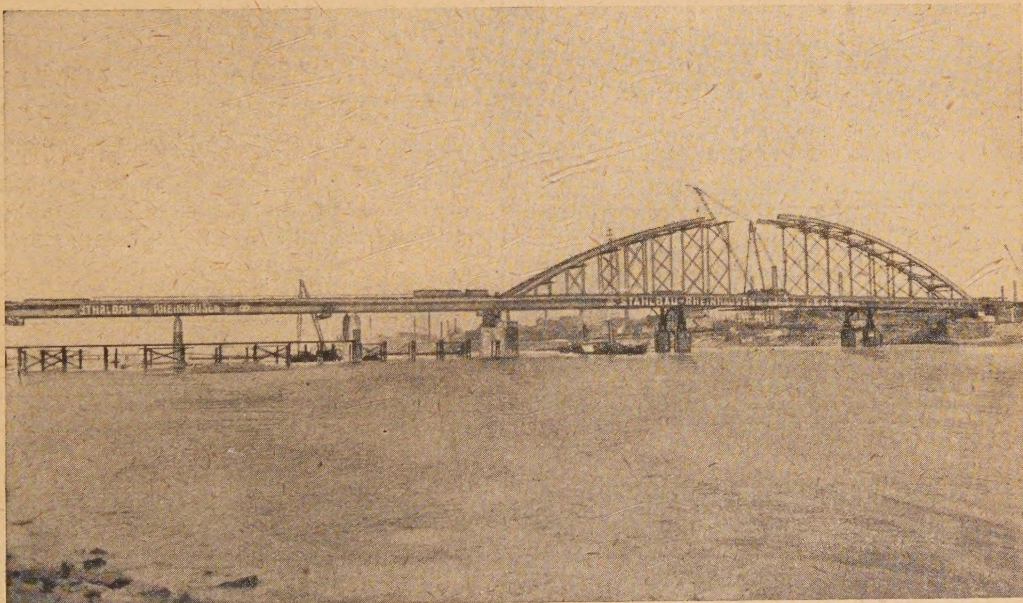
HEFT 7

INHALT:

Über die Spannungs-Dehnungs-Linie von Baustahl. Von Prof. Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher, Düsseldorf	229	Senkung der Wasserhaltungskosten durch Änderung des Abrechnungsverfahrens. Von Dipl.-Ing. E. Wetzels, Frankfurt am Main	251
Über den Verlauf der Biegemomentenhauptlinien für dünne Platten. Von Prof. Dr.-Ing. Alfred Mehmels und Dipl.-Ing. Hubert Beck	235	Praktische Berechnung der Eigenfrequenzen von Hänge- brücken. Von Prof. Dr.-Ing. habil. Friedr.-Wilh. Waltking, Düsseldorf	254
Bauliche Einzelheiten und Betriebsvorgänge bei Schwungschleusen. Von Prof. H. Proetel, Aachen	239	Wärmeleitversuche an Aluminium und Baustahl bei örtlicher Erwärmung. Von Erich Siebel und Wilhelm Seufert, Stuttgart	257
Der Einfluß der Torsionssteifigkeit der aussteifenden Träger auf die Stabilität der Hängebrücken. Von Prof. Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. F. Dischinger, Berlin	246	Kurze Technische Berichte	259
		Buchbesprechungen und Neuerscheinungen	263
		Verschiedenes	266

Unser Fertigungsprogramm:

**Stahl-Brückenbau · Stahl-Hochbau · Stahl-Wohnungsbau · Stahl-Wasserbau
Apparate- und Behälterbau · Bergbauzulieferungen · Weichenbau · Baggerbau
Aufbereitung für Kohle und Erz · Maschinen und Einrichtungen für Zement-,
Kalk-, Gipswerke und verwandte Industrien · Zerkleinerung**



Straßenbrücke Duisburg-Rheinhausen

Bisher größter Stabbogen von 255 m Spannweite. Gesamtlänge: $255 + 3 \times 55 \text{ m} = 420 \text{ m}$. Gewicht: 4200 to.
Entwurf und technische Führung Stahlbau Rheinhausen.
Ausführung in Arbeitsgemeinschaft.



STAHLBAU RHEINHAUSEN



Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen Fernschreiber: Amt Duisburg 036 838
Fernsprecher-Anschlüsse: Duisburg 34341, Moers 2742, Rheinhausen 741 - 45

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(22 a) Düsseldorf, Grunerstraße 32;

Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen für die Schriftleitung des BAUINGENIEUR bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung
„DER BAUINGENIEUR“,
Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,
(22 a) Düsseldorf,
Grunerstraße 32.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf be-

sonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von mindestens 32 Seiten.

Bezugspreis:

Vierteljährlich DMark 9,—, für das Einzelheft DMark 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, in den Westzonen auch jedes Postamt, entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernsprecher Sammelnummer 91 03 46) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,
Fernsprecher: 24 40 u. 54 30.

Berlin-Charlottenburg 2, Jebensstraße 1,
Fernsprecher: 32 20 70 u. 32 64 46.

Vertriebs-Vertretungen des Verlages im Ausland:

Schweiz: Lange, Maxwell & Springer A.G., Schützenmattstraße 43, Basel. — Frankreich: Lange, Maxwell & Springer S. A., 24, Rue des Ecoles, Paris (Ve). — England, U.S.A. und das übrige Ausland: Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 41—45 Neal Street, London, W. C. 2.

STATIKER

älterer, mit großer Erfahrung in Projekt und Kalk. Stahlhoch- und Brückenbau, selbst zuverlässige Kraft sucht sich zu verändern. West- oder Süddeutschland bevorzugt.

Offerten erbeten unter „Der Bauingenieur 121“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20

Lizenzen oder Generallizenz

für Misch- und Siebmaschine (DPa), einzig in ihrer Art, zu vergeben. Zwangs- und Durchlaufmischer, siebt dreifach, für Groß- und Kleinbetrieb geeignet. Fachliches Urteil: An Einfachheit, Billigkeit und Leistung nicht zu übertreffen. Angebote unter „Der Bauingenieur 135“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabtlg., Berlin W 35, Reichpietschufer 20

Erfahrener Diplom-Ingenieur (Industriebau)

41 Jahre alt, verheiratet, z. Z. im Ausland tätig, sucht bei Rückkehr im Oktober 1950 geeignete Stellung als

Bauleiter oder Projektant

Bisherige Tätigkeit: Industriebau, Brückenbau, Talsperrenbau. Beste Referenz

Zuschriften unt. „Der Bauingenieur 231 108“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabtl., Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

DIPLOMINGENIEURE

der Fakultät Bauingenieurwesen an der

TECHNISCHEN UNIVERSITÄT

Berlin-Charlottenburg

(Konstruktiv, Wasser-, Eisenbahn-, Straßen- und städt. Tiefbau) beenden im Laufe des Jahres ihr Studium und suchen Stellung in Bauindustrie oder Verwaltung in Berlin oder Westdeutschl.

Anfragen erbeten an:

Fachschaft Bauingenieurwesen der Techn. Universität
Berlin-Charlottenburg, Hardenbergstraße 34

Erstklassiger Statiker für Stahlhochbau

mit mindestens 5 jähriger Erfahrung im Berechnen von Stahlhochbauten von größerer Stahlbau-firma in Nordrhein sofort gesucht.

Es kommen nur Bewerber in Frage, die mit allen Problemen der Statik einschl. statisch unbestimmter Systeme u. mod. Berechnungsverfahren vertraut sind.

Angebote mit Zeugnisabschriften sowie Angabe der Gehaltsansprüche erbeten unter **C. P. 5370** an

SCHATZANNONCEN, DUISBURG, Hindenburgstr. 28



Zügige Arbeit
Höhere Festigkeiten
Verbesserte Dichtigkeiten
Schutz gegen
Aggressivwasser

Keine Stockung
kein Entmischen
beim Pumpen und
Torkretieren
durch unsere

**Zusätze
zu Beton
und Mörtel**

Isolierung, Imprägnierung
mit bituminösen Belag-
massen, Kittten, An-
strichen, Reinigungs- u.
Konservierungsmitteln

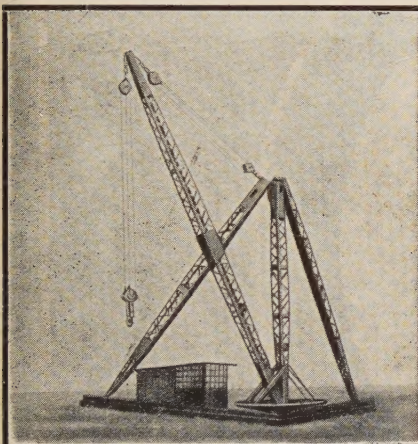
SIKA G. m. b. H., Chem. Fabrik, (17b) Durmersheim (Baden)



WARMESPERRE GUHLKE
SCHORNSTEINBAU
KESSELEINMAUERUNG

HERRMANN & VOIGTMANN · CHEMNITZ

Niederlassung: Lüneburg, Reichenbachstraße 4



**Schmidt-
Tychsen**

**Derrick-
Kranbau**

Hamburg 24 B



DENNERT & PAPE, HAMBURG-ALTONA

Zum schnellsten Eintritt suche ich einen

Projektingenieur und einen selbständigen
Konstrukteur

mit umfassenden Kenntnissen im Förderanlagen- u. Kranbau

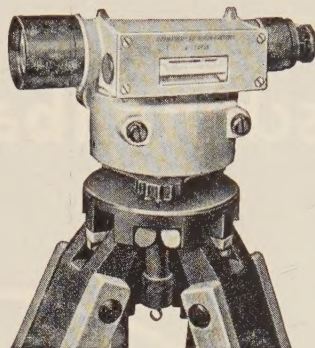
FRANZ MOSENTHIN, LEIPZIG N 21, Zschortauer Straße 76

Für unsere Abteilung **Stahlbau** suchen wir einen

Werkstattmeister

der über reiche Erfahrungen in der Anfertigung von genieteten und geschweißten Stahlkonstruktionen verfügt und mit den neuesten Fertigungsmethoden vertraut ist.

Ausführl. Angeb. unter „Der Bauingenieur 129“ an den SPRINGER-VERLAG, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten



**Nivellier-
Instrumente**
und
Kleintheodolite
modernster Bauweise

Druckschriften
auf Wunsch.

ASKANIA - WERKE AG., Berlin - Friedenau



MASCHINENFABRIK

OTTO KAISER K. G.

Werke in

St. Ingbert - Saar u. Oberlahnstein/Rh.



Original-Kaiser-Baumaschinen

jetzt zu wesentlich ermäßigten Preisen.
Spezialofferten und Vertreter geben
alle Aufschlüsse, besonders über den

Kaiser - Leichtbaukran TK 8

600 kg Tragkraft, 12,5 m Ausladung, Rollenhöhe
18—25,5 m, selbstmontierend



Das weltbekannte Mörtel- bzw. Betondichtungsmittel
gegen Wasserschäden und Feuchtigkeit in Bauwerken aller Art
Pulver und breiförmig

WUNNERSCHE BITUMENWERKE G.M.B.H. UNNA

STATIKER mit reichen Erfahrungen in Entwurf,
Konstruktion und Kalkulation im Stahl-
hoch- und Brückenbau von mittlerer Stahlbauanstalt nach Südbaden
gesucht. Ausführliche Bewerbungen mit Lichtbild, Zeugnis-
abschriften, Gehaltsansprüchen und frühesten Eintrittstermin unter
„Der Bauingenieur 134“ an den SPRINGER - VERLAG,
Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Bauerfahrener, selbstständig arbeitender

KALKULATOR

von größerer Bauunternehmung in Süddeutschland in verantwortungs-
volle, entwicklungsfähige Stellung, für sofort oder später gesucht.
Bewerber mit mehrjähr. Tätigkeit reichen handschr. Lebenslauf, Zeug-
nisse und Geh.-Ansprüche ein unt. „P 7 146 an Rat und Tat“, Stuttgart.

Lauchhammer

Maschinenbau und Stahlbau



WATENSTEDT · SALZGITTER

Über die Spannungs-Dehnungs-Linie von Baustahl.

Von Prof. Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher, Düsseldorf.

Übersicht: Inhomogenes Fließen bei homogenen Spannungszuständen. Fallende Spannung bei steigender Dehnung. Obere und untere Fließgrenze. Die Eigenspannungen nach plastischer Verformung. Der Einfluß der Eigenspannungen auf das σ - ϵ -Diagramm. Proportionalitätsgrenze bei Spannungsumkehr. Abschätzung des Bauschinger-Effektes. Der Spannungsabfall an der Fließgrenze als Stabilitätswechsel.

1. Einleitung.

Die Erforschung der Mechanik der Fließvorgänge ist in letzter Zeit stark vorangeschritten. Wohl der wichtigste experimentelle Fortschritt ist der, daß es durch das Röntgen-Rückstrahlverfahren möglich geworden ist, die an der Oberfläche eines Werkstückes tatsächlich vorhandenen Gesamtspannungen zu messen [32]. Bei den älteren Verfahren werden nicht die Absolutwerte der Spannungen bestimmt, sondern nur die Formänderungsdifferenzen zwischen zwei Belastungszuständen, so daß man ohne Entlastung eigentlich nie weiß, ob schon plastische Verformungen eingetreten sind, bzw. wie hoch die wirklich vorhandenen Gesamtspannungen liegen. Beachtet man noch die großen Schwierigkeiten, die der Feststellung von plastischen Verformungen in kleinen Bereichen entgegenstehen, dann erkennt man die große Unsicherheit vieler Spannungsermittlungen. Mechanische Verformungsmessungen täuschen oft noch ein proportionales Verhalten vor, während die röntgenographischen Spannungsmessungen bereits deutlich zeigen, daß längst Fließerscheinungen eingetreten sind. Man vgl. z.B. R. Böklen und R. Glocker [37] S. 307. Sind schon anfängliche Eigenspannungen, z.B. infolge des Walzvorganges, Kaltbearbeitung oder einer Wärmebehandlung vorhanden, dann liegt der Gesamtspannungszustand von Anfang an, d.h. auch im scheinbar elastischen Bereich, oft völlig im Dunkeln.

Man könnte hierzu einwenden, daß die Eigenspannungen für das Verhalten im allgemeinen ziemlich uninteressant sind, da sie abgebaut werden, sobald plastische Verformungen eintreten, und weil der Spannungszustand deshalb die Fließgrenze doch nicht überschreiten kann. Wie wir unten sehen werden, ist diese „klassische Vorstellung“ ziemlich unbefriedigend, vielfach geradezu irreführend. Die Kenntnis der Eigenspannungszustände ist unbedingt erforderlich, wenn man tiefer in die Mechanik der plastischen Verformungen eindringen will.

Die Bestimmung von Eigenspannungszuständen durch mechanische Messungen beim Zerlegen der Versuchsstücke ist auf gewisse einfache Fälle beschränkt und selbst da oft unbefriedigend, vgl. [32] Abs. 2 oder [35] S. 337/338. Röntgenographische Messungen während des allmählichen Abätzens geben oft bessere Aufschlüsse über die Veränderungen der Eigenspannungen an der jeweiligen Oberfläche. Es ist jedoch zu fordern, daß dabei immer beide Hauptspannungskomponenten gemessen werden.

Auch „die Gesetze, denen die Vorgänge bei der bildsamen Verformung gehorchen, sind zum Teil schon seit langem erforscht, ohne daß sie in der Praxis genügend Beachtung gefunden haben“. Vgl. F. Körber und A. Eichinger [49] S. 57, wo auch weitere Literaturangaben zu finden sind.

Über die Abhängigkeit zwischen der durchschnittlichen Längsdehnung ϵ_n und der durchschnittlichen Spannung (Nennspannung) $\sigma_n = S/F$ von Zugstäben liegt ein ungeheurer Schatz von Messungen und Erfahrungen vor. Das Versuchsmaterial ist aber unter so vielfältigen Voraus-

setzungen und an so verschiedenartigen Werkstoffen gewonnen, daß es trotzdem kaum möglich ist, danach gewisse Fragen über das Gesetz $\epsilon_n = \epsilon_n(\sigma_n)$ zu beantworten.

Es ist nicht beabsichtigt, im folgenden eine Darstellung des heutigen Standes der Mechanik der Fließvorgänge zu geben, es sei deswegen auf die Literatur verwiesen, z.B. [49] und [50], sowie vor allem auf den soeben erschienenen EMPA-Bericht Nr. 172, vgl. [51]. Die folgenden Hypothesen und schematischen Betrachtungen sollen lediglich zeigen, wie sich gewisse Erscheinungen im Dehnverhalten von Baustahl wenigstens grundsätzlich erklären lassen, die aus den bekannten Zusammenhängen der Elastizitätstheorie allein nicht mehr zu verstehen sind.

2. Inhomogenes Fließen bei homogenen Spannungszuständen.

Alle Überlegungen der klassischen Plastizitätstheorie bauen auf der grundlegenden (wenn auch kaum jemals ausgesprochenen) Hypothese auf, daß ein homogener Spannungszustand erhalten bleibt, wenn die Proportionalitätsgrenze überschritten wird und gewisse plastische Verformungen eintreten. Diese Hypothese macht man insbesondere auch im Fall eines mittig belasteten Zugstabes.

Setzt man einen idealplastischen Werkstoff voraus (Abb. 1), dann ist die obige Aussage offenbar nur erfüllt, wenn gewisse Voraussetzungen über die Mechanik des Fließvorganges zutreffen. Das übliche σ - ϵ -Diagramm reicht nun auch beim gewöhnlichen Zugversuch nicht aus, um die Zusammenhänge genügend zu beschreiben, denn es gilt ja nur für die Durchschnittswerte σ_n und ϵ_n über den Stabquerschnitt. Es sagt vor allem nichts aus über die wirkliche Spannungsverteilung.

Es ist bekannt, daß das Fließen beim gewöhnlichen Zugversuch nicht gleichmäßig erfolgt, sondern schichtweise und sprunghaft. Vgl. Köster u. Krisch in [33] S. 37 u. 46 oder C. F. Kollbrunner [34]. Das schichtweise Fließen ist in Form der Fließfiguren oft sogar mit freiem Auge zu beobachten. Man war nun bisher der Meinung, daß die Längsspannungen dabei an der Fließgrenze bleiben und daß die gleichmäßige Spannungsverteilung beim zentrischen Zugversuch durch das Fließen nicht geändert wird. Diese Annahme der makroskopisch unveränderten Spannungsverteilung nach plastischer Reckung trifft aber nicht zu. Bei zahlreichen röntgenographischen Spannungsmessungen ist beobachtet worden, daß die Spannungen an der Oberfläche von Zugstäben (ebenso auch von Druckstäben oder bei Biegeversuchen) im Fließbereich abfallen. Nach der Entlastung sind an der Oberfläche immer hohe Druckeigenspannungen festzustellen.

Einige Beispiele von Röntgen-Rückstrahl-Messungen nach Überschreiten der Fließgrenze sind in Abb. 2 wiedergegeben. Es sind in einheitlichem Maßstab aufgetragen die

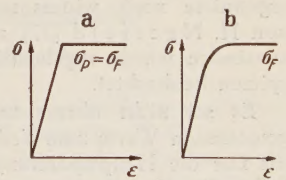


Abb. 1.

Nennspannungen σ_n über der durchschnittlichen Dehnung ε_n , ferner die röntgenographisch gemessenen Oberflächenspannungen σ_R , und zwar die Hauptspannungssummen ($\sigma_1 + \sigma_2$), in Abb. 2d die Längskomponenten σ_x des Spannungszustandes. Es zeigen Abb. 2a einen Zugstab mit quadratischem Querschnitt von 16·16 mm, obere Streckgrenze 34 kg/mm², nach [24] Bild 3, S. 130, Abb. 2 b: Desgl. 12·12 mm, obere Streckgrenze 28 kg/mm². (Für Dehnungen bis 0,5 % stimmen die Werte σ_R hier angenähert mit σ_n überein. Für $\varepsilon_n = 1\%$ ist dagegen der gemessene Wert im Mittel nur noch $\sigma_R = 5,2$ kg/mm², bei einer Nennspannung $\sigma_n = 23,3$ kg/mm²; nach [24] Bild 4 und 5, S. 130.) Abb. 2c: Druckstab mit 22 mm Durchmesser, Stauchgrenze — 25 kg/mm²; nach [25] Bild 2, S. 539. Abb. 2d: Zugstab mit 55 kg/mm² Streckgrenze; nach

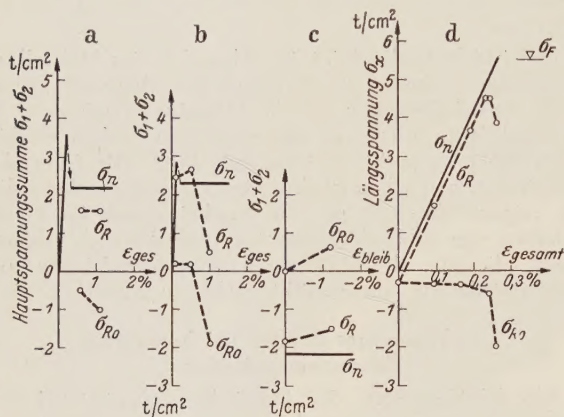


Abb. 2. Röntgenographisch gemessene Spannungen.

σ_R und σ_{R0} = Mittelwerte der röntgenographisch gemessenen Spannungen, $\sigma_n = S/F$ Nennspannung.

Schaal, vgl. R. Glocker [35] Abb. 261, S. 331. (Hier war das Absinken der gemessenen σ_R gegenüber der durchschnittlichen Spannung σ_n bereits zu erkennen, lange bevor die Fließgrenze erreicht war.)

Aus Messungen von F. Bollenrath, V. Hauk u. E. Osswald [24] S. 131, bei denen ein plastisch verformter Zugstab allmählich durch Ätzung abgebaut wurde, weiß man, daß die Druckeigenspannungen nicht nur auf eine dünne Haut beschränkt sind, sondern sich über einen erheblichen Teil der Querschnittsfläche erstrecken.

Ähnliche Feststellungen über den Spannungsabfall und die Eigenspannungen bei zunehmender Verformung sind auch bei inhomogenen Spannungszuständen gemacht worden, z. B. bei gebogenen Stäben und bei Kerbspannungszuständen. Bei Biegebelastung sind die bisherigen Meßergebnisse noch widerspruchsvoll. Bei den Messungen von H. Neerfeld [27] an Stäben mit Kerbspannungszuständen wurde regelmäßig ein Abfall der Spannungsspitzen beobachtet.

Es sei nicht übersehen, daß die röntgenographisch gemessenen Werte zum Teil noch sehr unsicher sind, weil oft nur die Hauptspannungssumme gemessen wurde und nicht die Einzelspannungen. Wenn aber nach Eintritt von Fließerscheinungen auch quergerichtete Hauptspannungen auftreten, sind die aus der Hauptspannungssumme errechneten Werte entsprechend zu verbessern. An unseren Schlußfolgerungen ändert sich dadurch jedoch nichts Wesentliches, man erhält lediglich eine andere Form des Eigenspannungszustandes. Auch die Unsicherheit in der Auswertung der röntgenographischen Spannungsmessungen (Einfluß der Anisotropie) ist für die Beurteilung unserer Fragestellung ohne grundsätzliche Bedeutung, da im allgemeinen jeweils die ganze Meßreihe unter gleichen Bedingungen ausgeführt wird, vgl. F. Bollenrath und V. Hauk [36].

Der Spannungsabfall der Oberflächenschicht an der Fließgrenze und die nach Entlastung verbleibenden Eigenspannungszustände sind in vielen Fällen einwandfrei beobachtet worden. Es mag sein, daß bei manchen der bisherigen Röntgen-Rückstrahlungsmessungen nicht genügend Rücksicht auf den Zustand der Oberfläche genommen ist (M. Roš); es bleibe auch dahingestellt, wie dick die Schicht ist, in der ein Spannungsabfall eintritt. Die Erscheinungen mögen manchmal schwach ausgeprägt sein oder sie mögen gelegentlich auch ganz fehlen, an der Tatsache selbst ist nach den zahlreichen vorliegenden Versuchen kein Zweifel möglich.

Zu ähnlichen Schlußfolgerungen wie die Röntgen-Rückstrahlungsmessungen führen auch die theoretischen Überlegungen von F. Körber u. A. Eichinger [50] S. 46 und M. Roš u. A. Eichinger [51] S. 35 über das Fließen in Schichten. Beim kreiszylindrischen Zugstab lassen sich danach für den geflossenen Stabteil verschiedene (zentrosymmetrische) dreiaxige Spannungszustände angeben, welche die Gleichgewichtsbedingungen am Element erfüllen und an jeder Stelle der Fließbedingung genügen.

3. Obere und untere Streckgrenze des mittig belasteten Zugstabes. Unter Streckgrenze verstehen wir, wie üblich, die Spannung, unter der die Belastung S für zunehmende Dehnung unverändert bleibt oder gar zurückgeht.

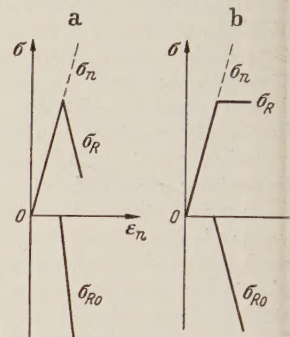


Abb. 3. Schematisch.

Es ist bekannt, daß die Belastung in vielen Fällen recht erheblich abfällt, wenn die Streckgrenze erreicht ist. Die Nennspannung σ_n sinkt dann von σ_{F0} (obere Streckgrenze) ab auf σ_{Fu} (untere Streckgrenze), vgl. Abb. 4. Der Spannungsabfall erfolgt so schnell, als ob der Spannungszustand $\sigma_n = \sigma_{F0}$ labil geworden wäre und in den stabilen Zustand σ_{Fu} übergeht, vgl. [33] S. 46. Der Übergang erfolgt sprunghaft, ebenso die Fortsetzung des Fließvorganges. Nach C. F. Kollbrunner [34] S. 228 braucht das Fließen immer eine gewisse „Überbelastung“, die mit dem Siedeverzug bei Flüssigkeiten vergleichbar ist.

Der Spannungsunterschied $\Delta\sigma_F = \sigma_{F0} - \sigma_{Fu}$ hängt von vielerlei Umständen ab, z. B. von der Form der Proben (nach C. Bach [45] S. 164 ist er für Kreisquerschnitte am größten, vgl. auch [33] S. 53), von den Prüfmaschinen und Versuchsbedingungen oder von der Wärmebehandlung der Proben bzw. den Temperaturverhältnissen beim Walzvorgang usw. σ_o wie σ_u werden durch vorhergegangene Kaltverformung gehoben und steigen bei Lagerung nach Kaltreckung mit der Zeit (Reckalterung). Aus diesem

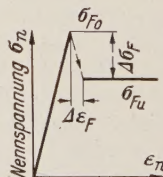


Abb. 4.

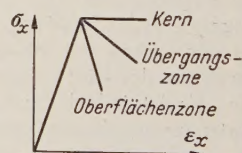


Abb. 5. Schematisch.

Grunde ist auch die Art der Entnahme der Proben und deren Bearbeitung von Einfluß. Man vgl. Körber in [38] C 11 oder Körber u. Krisch in [33] S. 37 und 84.

Die obere Fließgrenze ist übrigens auch im Druckversuch festzustellen, wenn auch nicht so leicht wie beim Zugversuch, vgl. [33] S. 87.

Über den Einfluß der verschiedenen Umstände auf die Höhe der Streckgrenze liegen zahlreiche Untersuchungen

vor, ohne daß es jedoch möglich wäre, die einzelnen Einflüsse genügend scharf zu trennen.

Das Fließen beginnt meist an den Stabköpfen und breitet sich von dort aus, vgl. [33] S. 46. Die röntgenographischen Spannungsmessungen zeigen, daß ein Zugstab zuerst an der Oberfläche fließt. Die Längsspannungen fallen dabei in der Oberflächenzone stark ab, während sie im Kern vielleicht der Abb. 5 entsprechen.

Nach größeren plastischen Dehnungen tritt jeweils eine bestimmte inhomogene Spannungsverteilung ein, die für die Größe von $\Delta\sigma_F$ bestimmend ist. In [33] S. 52 wird bei der Besprechung der Störungen an den Stabeinspannungen gesagt: „Eine gleichmäßige Spannungsverteilung begünstigt offenbar die Ausbildung einer solchen labilen Spannungsüberhöhung.“

Für die folgenden Abschätzungen soll zur Vereinfachung davon abgesehen werden, daß beim ungleichmäßigen Fließen im Inneren des Stabes dreiachsige Spannungszustände auftreten. Wir rechnen in erster Annäherung als ob voneinander unabhängige „Fasern“ vorhanden wären, entsprechend

$$\sigma_{x \text{ elast}} = E \cdot \varepsilon_{x \text{ elast}}, \quad \sigma_y = \sigma_z = 0. \tag{1}$$

Weiter werden eben bleibende Querschnitte, d. h. es wird jeweils $\varepsilon_x(y, z) = \text{konst.}$ vorausgesetzt.

örterung der werkstoffmechanischen Erfahrungen entbehrlich bleiben. An den Überlegungen und an den Ergebnissen wird durch diese Vereinfachung im Prinzip nichts geändert.

An Hand der willkürlich gewählten Beispiele Abb. 6 soll nun gezeigt werden, wie sich der Spannungsabfall auswirkt. Wir betrachten einen Zugstab von Kreisquerschnitt ($d = 2,0 \text{ cm}$). Unter der Annahme, daß bei dem Zusammenbruch des labilen homogenen Spannungszustandes $\sigma_n = \sigma_{Fo}$ die Höhe der Spannung im Kern des Stabes mit $\sigma_{FK} = \sigma_{Fo}$ erhalten bleibt, sind in der unteren Reihe die σ - ε -Linien gezeichnet, und zwar in allen sechs Fällen für den gleichen Wert $\sigma_{Fu} = 3 \text{ t/cm}^2$ der durchschnittlichen Spannung nach dem Abfall (= untere Fließgrenze).

Die so erhaltenen Spannungs-Dehnungs-Diagramme entsprechen hinsichtlich des Spannungsabfalls $\Delta\sigma_F$ durchaus den beobachteten Werten. Aus Abb. 6 erkennt man, daß eine Dicke der Eigenspannungsdruckhaut von 1 bis 2 mm ausreicht, um Werte $\sigma_{Fo} = 1,1$ bis $1,2 \cdot \sigma_{Fu}$ zu erklären. Zwischen Spannungsabfall und Eigenspannungszustand besteht also ein enger Zusammenhang.

Nach Vorstehendem ist wahrscheinlich, daß der Spannungsabfall von der Form des Querschnittes und vielleicht

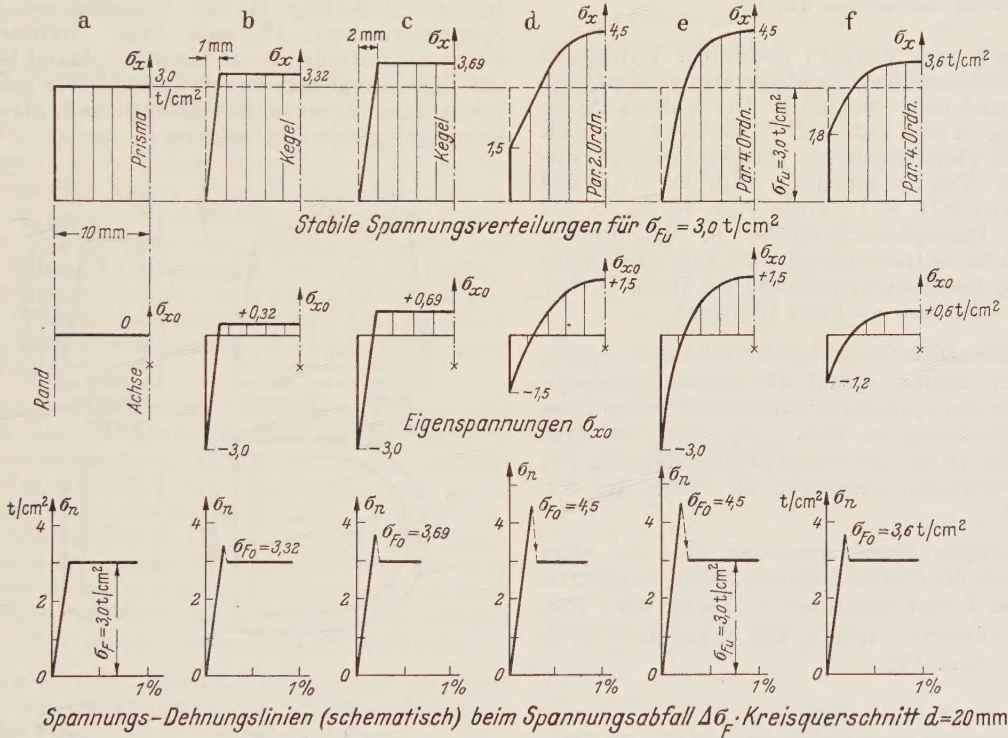


Abb. 6. Spannungs-Dehnungs-Linien bei verschiedenen Hypothesen über die stabile Spannungsverteilung.

Die Gl. (1) soll insbesondere auch für die Eigenspannungen σ_{x0} gelten. Das Bild der Spannungsverteilung im Zugstab gibt sodann, von der Lage der Nulllinie abgesehen, für obige Annäherung auch den Verlauf der Eigenspannungen an. Da bei der Entlastung für obige Voraussetzung nur gleichmäßige elastische Dehnungen auftreten, sind die Verformungen bei Wiederholung der Belastung in dem Intervall $\sigma_n = \sigma_{Fu}$ rein elastisch. Unter gewissen Voraussetzungen ist es allerdings möglich, daß sich bei der Entlastung weitere plastische Verformungen einstellen. Dieser Fall soll hier unberücksichtigt bleiben.

Das Problem ist mit vorstehenden Annahmen stärker vereinfacht, als es nach dem heutigen Stande notwendig wäre. Die grundsätzlichen Zusammenhänge werden so aber besonders gut sichtbar, weil so der sonst erforderliche mathematische Aufwand und die umfangreiche Er-

auch von den Abmessungen der Versuchskörper abhängt. Nach [50] S. 46 und [51] S. 37 kann die Fließgrenze für einachsige Spannungszustände bei dicken Proben unter Umständen um 15 % höher liegen als diejenige bei dünnen Proben.

4. Stabile Spannungszustände an der Fließgrenze.

Für nichthomogene Spannungszustände (wie Biegung, Kerbspannungszustände usw.) gelten zwar im Prinzip die gleichen Zusammenhänge, im folgenden beschränken wir uns jedoch der Einfachheit halber auf den gewöhnlichen zentrischen Zugversuch. Aus Röntgen-Rückstrahlungsmessungen wissen wir, daß die Spannungen bei inhomogenen Zuständen vor dem Zusammenbruch auch an der Oberfläche etwa dem Nennwert σ_n entsprechen. Es wurde erwähnt, daß sich die Versuchskörper etwa so verhalten,

als ob der gleichmäßige Spannungszustand nicht mehr stabil ist, wenn über den ganzen Querschnitt die obere Fließgrenze erreicht wird, und daß ein stabiler Zustand erst wieder vorhanden ist, wenn eine neue inhomogene Spannungsverteilung eingetreten ist, wobei σ_n gleichzeitig auf die untere Fließgrenze abfällt. Der Zusammenbruch des labilen Spannungszustandes wird im plötzlichen Abfallen der Belastung S (gemessen in der Zerreißmaschine) sichtbar, ebenso wie aus den Spannungen in einzelnen Punkten der Oberfläche σ_R (gemessen durch Röntgen-Rückstrahlverfahren).

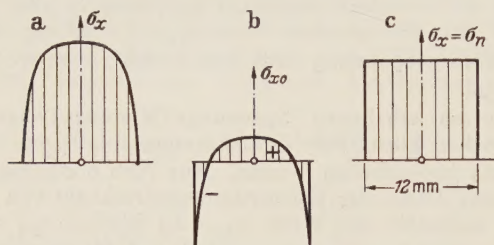


Abb. 7. Verteilung der Längsspannungen in einem plastisch gereckten Zugstab. Nach Messungen [24] S. 132

- a) für $\sigma_n = \sigma_{Fu}$,
b) Eigenspannungen σ_{x0} ,
c) für idealplastischen Werkstoff.

Nach Eintritt einer gewissen plastischen Verformung ist über dem Stabquerschnitt jedenfalls kein gleichmäßiger Spannungszustand mehr vorhanden. Die wirkliche Spannungsverteilung ist etwa nach Abb. 7a, während man nach der klassischen Plastizitätstheorie eine gleichmäßige Verteilung gemäß Abb. 7c annimmt. Nach M. Roš und A. Eichinger [51] S. 37 sowie Abb. 39 auf S. 133 können als Eigenspannungssystem in zylindrischen Proben „selbst für rotationssymmetrische Zug- oder Druckbeanspruchung Spannungsverteilungen mit einem Höchstwert im Kern oder auch am Rand auftreten“.

Die verhältnismäßige Spannungsüberhöhung $\kappa = \sigma_{Fo}/\sigma_{Fu}$ kann geschätzt werden, sobald die stabile Spannungsverteilung über den Querschnitt bekannt ist. Nimmt man an, daß die Spannung im Kern $\max \sigma_{FK} = \sigma_{Fo}$ ist, dann ergeben sich für die in Abb. 8 dargestellten Beispiele von einachsigen Spannungsverteilungen die Werte der folgenden Tabelle.

Bei dreiaxigem Spannungszustand wäre die obige Bedingung durch die Fließbedingung $\sigma_V = \sigma_{Fo}$ zu ersetzen. Der Betrag der Längskomponente σ_{xK} kann dann über den Wert σ_{Fo} ansteigen, wenn σ_y und σ_z geeignete Werte besitzen. Vgl. etwa [50].

Verhältniszahlen κ .

Spannungsverteilung	Querschnittsform		
	Kreis	Quadrat	Streifen
Linear (Druckhaut 2 mm)	1,23	1,23	1,11
Parabel 2. Ordnung	1,50	—	1,25
Parabel 4. Ordnung	1,25	—	1,12
Nach [50] Bild 24	1,26	—	—

Wir müssen uns wohl vorstellen, daß der Zusammenbruch des labilen homogenen Spannungszustandes durch Störungen vorzeitig ausgelöst wird, ähnlich wie die Tragfähigkeit von Druckstäben um so tiefer unter der Eulerlast liegt, je größer die „Störungen“ sind. Die in bestimmten Fällen beobachteten Verhältniszahlen κ könnten also für sich allein nur wenig aussagen, sondern nur im Zusammenhang mit den verschiedenen „Störungen“ beurteilt werden. Man vgl. hierzu auch die Bemerkung in [49] S. 35–36.

Die Spannungsverteilungen Abb. 8 reichen aus, um den beobachteten Spannungsabfall zu erklären. Die geschätzten Unterschiede $\Delta \sigma_F$ ändern sich danach merklich mit der Querschnittsform. Wenn die wirkliche Abhängigkeit ähnlich ist, wie oben vorausgesetzt, dann wäre es vielleicht möglich, diesen Einfluß im Versuch festzustellen.

Wir fassen die Beobachtungen für den üblichen Zugversuch wie folgt zusammen: Der homogene Spannungszustand ist nur stabil, solange $\sigma_n < \sigma_{Fo}$ bleibt. An der Fließgrenze (bzw. bei genügender Annäherung an sie) wird die homogene Spannungsverteilung labil und geht mehr oder weniger plötzlich in einen inhomogenen Spannungszustand über, wobei die Längsspannungen an der Oberfläche stark abfallen. Gleichzeitig entsteht ein Eigenspannungszustand. Die Eigenspannungen an der Oberfläche sind im allgemeinen den Belastungsspannungen entgegengesetzt gerichtet. Im Falle des Zugversuches tritt eine Druckhaut auf mit entsprechenden Zugspannungen im Kern.

Die Eigenspannungen bleiben im Prinzip unverändert erhalten, solange keine neuen plastischen Verformungen auftreten. Von der Reckalterung und anderen metallographischen Einflüssen ist dabei abgesehen. Die Größe und Verteilung der Eigenspannungen ist von grundlegender Bedeutung für das Verhalten des Stabes bei Spannungsumkehr, allgemein beim Auftreten anderer Belastungszustände. Es sei besonders darauf hingewiesen, daß Eigenspannungen immer zurückbleiben müssen, wenn inhomogene Spannungsverteilungen und plastische Verformungen gleichzeitig auftreten.

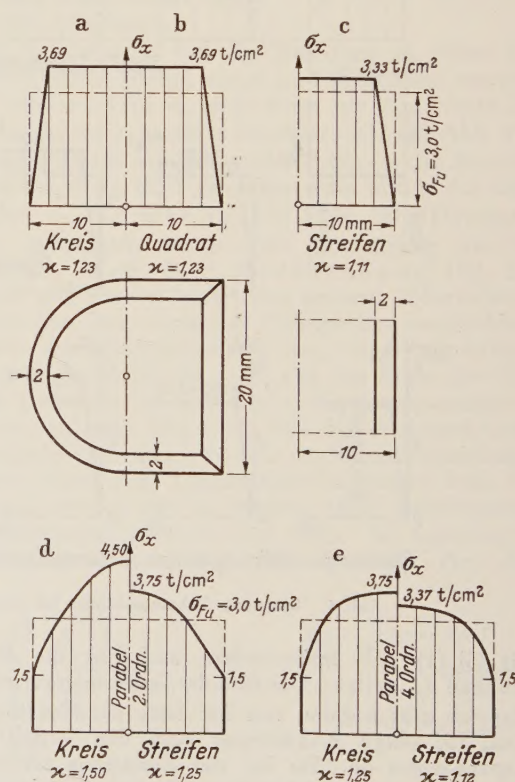


Abb. 8. Abhängigkeit des Spannungsabfalls von der Querschnittsform.

Bei einer Wiederholung der Belastung bis zur früheren Höhe bleibt der Spannungszustand im allg. unter den kritischen Werten ($\sigma_0 + \sigma_n$), d. h. es treten nur elastische Verformungen auf. Der dem Belastungsintervall σ_n entsprechende Spannungszustand ist dann homogen, nämlich $\Delta \sigma_x = \sigma_n$, $\Delta \sigma_y = \Delta \sigma_z = 0$. Der Spannungszustand $\sigma_x = \sigma_{x0} + \sigma_n$, σ_{y0} , σ_{z0} erfüllt an jeder Stelle die Fließbedingung, wenn wieder $\sigma_n = \sigma_{Fu}$ wird. Die Grenzen sind

natürlich schwankend, u. a. weil Kriechen, Alterung usw. eintreten. Wird dagegen „sofort mit einem anders gearteten Spannungszustand belastet, so tritt die obere Fließgrenze nicht mehr in Erscheinung“, vgl. [51] S. 35.

Zum Schluß dieses Abschnitts sei noch darauf hingewiesen, daß die röntgenographischen Spannungsmessungen keinen Anhalt dafür bieten, daß bei inhomogenen Spannungszuständen eine „Überhöhung der Fließgrenze“ eintritt, jedenfalls nicht an der Oberfläche und nicht in dem bisher angenommenen Maße. Auch die Eigenspannungen nach plastischer Verformung ändern nichts an dieser Feststellung.

Mit der Fließgrenzenüberhöhung bei statischen inhomogenen Spannungszuständen nicht zu verwechseln ist die Fließgrenzenüberhöhung bei schlagartiger Belastung. Nach K. Fink [46] S. 211 ist z. B. bei Stahl mit 0,02 % C und deutlich ausgeprägter Fließgrenze bei sehr großen Dehngeschwindigkeiten eine Fließgrenzenüberhöhung gegenüber dem statischen Wert von 100 % und mehr beobachtet worden, wenn diese in etwa $1 \cdot 10^{-4}$ Sek. erreicht wurde. Auch für Stahl mit 0,15 % C ist eine Erhöhung um 55 % beobachtet. Da diese Erscheinung offenbar eng mit dem Vorhandensein einer oberen Fließgrenze verknüpft ist, wird man vielleicht von dieser Seite her noch wertvolle Aufschlüsse zur Mechanik der Fließvorgänge erhoffen dürfen.

5. Der Einfluß von Eigenspannungen auf das σ - ϵ -Diagramm.

Unter Eigenspannungen verstehen wir hier die Spannungszustände in endlichen Bereichen, nicht die in Gebieten von der Größe einzelner Kristallite. Die in mikroskopisch kleinen Bereichen vorhandenen Eigenspannungen (innere Spannungen zweiter Ordnung) sind schon seit langem herangezogen worden, um die Erscheinungen der elastischen Hysterese und des Bauschinger-Effektes zu erklären, ohne daß sie jedoch numerisch erfaßt werden konnten. Vgl. [40] bis [44] sowie [47] und [48].

Nach röntgenographischen Spannungsmessungen sind jedoch auch (makroskopische) Eigenspannungszustände in endlich großen Bereichen festgestellt. Einen Anhaltspunkt für den räumlichen Spannungszustand nach plastischer Reckung erhält man aus der Arbeit von F. Bollén-rath, V. Hauk und E. Osswald [24]. Die Eigenspannungen in der tangentialen Richtung waren dort nach dem Abätzen einer 1 mm dicken Schicht von der gleichen Größenordnung wie die Längsspannungen. Die wenigen Messwerte reichen jedoch nicht aus, um Schlüsse zu ziehen.

Wenn wir also die folgenden Abschätzungen mit einem einachsigen Eigenspannungszustand und unter Vernachlässigung des Quersammenhangs durchführen, so kann dies nur eine erste Annäherung darstellen. Es kann dadurch u. U. ein erheblicher Fehler entstehen. Für unsere lediglich orientierende Betrachtung würde jedoch jede andere Annahme nur eine unnütze Komplikation bringen.

Für die Abschätzung werden folgende Annahmen zugrunde gelegt: Die einzelnen „Fasern“ gehorchen dem Hooke'schen Gesetz (Abb. 9a). Es wird also gesetzt

$$\epsilon_{\text{elast ges}} = (\sigma_0 + \sigma_n)/E, \quad (2)$$

wobei die Gesamtspannung $(\sigma_0 + \sigma_n)$ die Grenzwerte $\pm \sigma_{FK}$ nicht überschreiten kann. Steigen die elastischen Dehnungen über die Werte $\epsilon_{FK} = \pm \sigma_{FK}/E$, so tritt Fließen ein. An der Oberfläche fallen die Längsspannungen beim Fließen gemäß Abb. 6a ab, solange bis eine stabile Spannungsverteilung erreicht ist, während sie im Kern des Querschnittes bei σ_{FK} stehen bleiben.

Betrachten wir als Beispiel einen vorgereckten Zugstab von Kreisquerschnitt, mit den in Abb. 9b angegebenen

Eigenspannungen (linke Hälften nach Abb. 6f, rechte Hälften nach Abb. 6e). In beiden Fällen liegt die Proportionalitätsgrenze bei einer neuerlichen Zugbelastung bei $\sigma_n = \sigma_{Fu} = 3,0 \text{ t/cm}^2$. Die Spannungsverteilung beim weiteren Fließen ist die gleiche wie beim ersten Recken (Abb. 9c), der Wert $\sigma_n = \sigma_{Fo}$ wird nicht mehr erreicht. Bei der zweiten Entlastung auf $\sigma_n = 0$ verbleibt der gleiche Eigenspannungszustand (Abb. 9b), wie nach der ersten Reckung.

Anders dagegen bei Spannungsumkehr: Es besteht zunächst Proportionalität zwischen den Druckspannungen und $\Delta \epsilon$, d. h. es gilt $\Delta \epsilon_{\text{elast}} = \sigma_n/E$, so lange, bis am Rande spätestens für $\sigma_n = -2,4 \text{ t/cm}^2$ (bzw. $-1,5 \text{ t/cm}^2$) die mit $-3,6 \text{ t/cm}^2$ (bzw. $-4,5 \text{ t/cm}^2$) angenommene Stauchgrenze erreicht ist (Abb. 9d). Dies ist zugleich der Grenzwert von Proportionalitätsgrenze und Elastizitätsgrenze. Von da ab wird die Druckhaut plastisch gestaucht, wobei ihre Spannungen entsprechend abfallen.

Spannungszustände der in Abb. 9d dargestellten Art wären noch stabil, wenn das Spannungsgefälle (Hinweis auf die Verträglichkeitsbedingungen!) für die Spannungsverteilung bestimmend ist. In diesem Falle könnte man vielleicht Aufschlüsse erwarten, wenn man röntgenographische Spannungsmessungen an vorgereckten Stäben ausführt. Der Grenzwert $\sigma_n = -3,0 \text{ t/cm}^2$, entsprechend der Spannungsverteilung Abb. 9e, wird jedenfalls nicht überschritten. Abb. 9f gibt schließlich noch den Eigenspannungszustand, der nach der Druckbelastung verbleibt.

Die Oberfläche des Stabes wird danach sowohl bei Reckung wie bei Stauchung in besonders starkem Maße plastisch verformt, was mit der Erfahrung übereinstimmt, daß die Zerrüttung infolge Wechselbeanspruchung an der Oberfläche einsetzt und nach der Tiefe zu fortschreitet, vgl. R. Glocker [35] S. 346.

Aus den Überlegungen an Hand der Beispiele in Abb. 9 ergeben sich die in Abb. 10 dargestellten σ - ϵ -Linien vorgereckter Stäbe für Druckbelastung. Der Übergang zwischen Proportionalitätsgrenze und Fließgrenze kann allerdings nicht genauer angegeben werden, ohne daß eine

Hypothese über den Verlauf des Fließvorganges in den einzelnen Fasern (Abb. 9a) gemacht wird. Die Proportionalitätsgrenze bei Druckbelastung liegt nach Abb. 10 um so tiefer, je höher die Druckvorspannungen in den

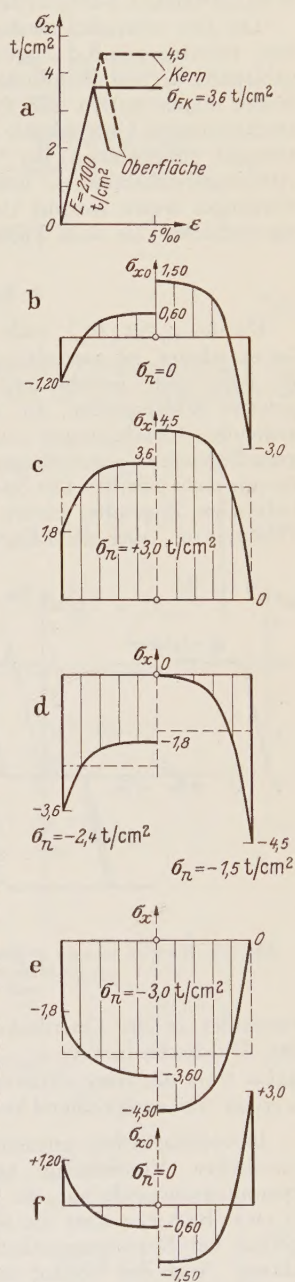


Abb. 9. Hypothetische Spannungsverteilungen nach einer Parabel 4. Ordnung.

Links: $\sigma_{\text{Rand}} = 0,5 \cdot \sigma_{\text{Kern}}$, rechts: $\sigma_{\text{Rand}} = 0$.

äußeren Schalen sind. Die schematischen Diagramme entsprechen in der Hauptsache durchaus den in der Praxis beobachteten Zusammenhängen. Man vgl. etwa Schleicher [39] S. 1547.

Nähere Aufschlüsse über die stabilen Spannungsverteilungen sind vielleicht im Anschluß an die Gedankengänge in [50] und [51] zu erhoffen. Ich verzichte jedoch darauf, sie hier zur genaueren Berechnung der Übergangskurven in Abb. 10 heranzuziehen.

Die röntgenographisch festgestellten Eigenspannungszustände in endlich großen Bereichen sind also in hohem Maße für das Dehnverhalten bestimmend, und man erkennt auch, wie insbesondere die Senkung der Proportionalitätsgrenze bei Spannungsumkehr von ihnen abhängt.

Die hier erörterten mechanischen Zusammenhänge werden selbstverständlich „gestört und überlagert“ durch zahlreiche Werkstoffeffekte, z. B. unterschiedliche mechanische Eigenschaften im Querschnitt infolge Härtungserscheinungen, Unterschiede in der chemischen Zusammensetzung (Entkohlung der Randzone) und im Gefüge, Alterungserscheinungen usw. Infolge des Herstellungsvorganges treten sowohl Unterschiede in den Werkstoffeigenschaften als auch Eigenspannungszustände auf.

6. Schluß.

Da in $\varepsilon_n = \varepsilon_n(\sigma_n)$ viele Einflüsse zusammenwirken, ist es schwer, zu zuverlässigen Ergebnissen zu kommen. Es gibt noch verschiedene unklare Punkte und auch gewisse Widersprüche, die aufzuklären wären. Die vorstehenden Überlegungen zeigen aber doch schon, daß die grundlegende Voraussetzung der klassischen Plastizitätstheorie nicht zutrifft: Der Spannungszustand eines zentrisch belasteten Zugstabes bleibt beim Fließen zwar „an der Fließgrenze“, aber die Längskomponente des Spannungs-

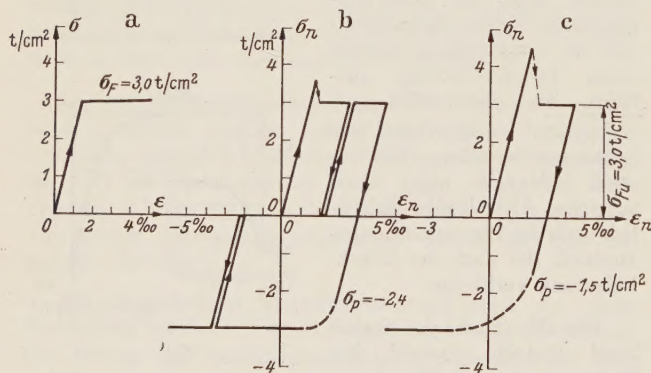


Abb. 10. Bauschinger-Effekt für die in Abb. 9 angegebenen Belastungsfälle.

zustandes an der Oberfläche fällt dabei u. U. weit unter den Durchschnittswert σ_n . Die „Fließbedingung“ kann dabei trotz der stark abfallenden Längsspannungen erfüllt werden, weil entsprechend hohe Querspannungen auftreten.

In vollplastischen prismatischen Stahlstäben treten nach plastischer Verformung hohe makroskopische Eigenspannungszustände auf, die es erlauben, die Gesetze von Bauschinger über die Senkung der Proportionalitätsgrenze bei Spannungsumkehr auf zwanglose Art zu erklären. Auch der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie $\varepsilon = \varepsilon(\sigma)$ im Übergangsbereich kann abgeschätzt werden wenn man gewisse Hypothesen über die Spannungsverteilung und Fließmechanik einführt. Eine ähnliche Wirkung wie die Eigenspannungen nach Reckung haben natürlich auch Druckhäute infolge Abschreckens, Walzhäute usw.

Die Schwächen der vorstehenden Überlegungen seien nicht verkannt. Der wesentlichste Mangel ist, daß in erster Annäherung voneinander unabhängige „Fäden“

betrachtet wurden. Es begegnet jedoch keinen grundsätzlichen Schwierigkeiten, die Abschätzung unter Berücksichtigung des räumlichen Spannungszustandes und einer bestimmten Fließbedingung durchzuführen. Für den Zugstab mit Kreisquerschnitt sind derartige Rechnungen in [50] S. 46 und [51] S. 37 zu finden.

Von Bedeutung ist noch die Feststellung, daß es sich beim Spannungsabfall von der oberen auf die untere Fließgrenze um einen richtigen Stabilitätswechsel handelt. Die röntgenographischen Messungen wie die theoretischen Überlegungen haben gezeigt, daß beim gewöhnlichen Zugstab neben dem homogenen Spannungszustand im Fließbereich auch noch weitere inhomogene Spannungszustände möglich sind. An der Fließgrenze findet der Übergang in die stabile Spannungsverteilung statt. Der Vergleich des $\sigma_n - \varepsilon_n$ -Diagrammes beim Zugstab mit dem S - f -Diagramm für die plastische Knickbiegung liegt nahe. In beiden Fällen ist ein Gipfelpunkt der Belastung vorhanden.

Wir geben die lineare Annäherung auf und betrachten jetzt den dreiaxigen Spannungszustand. Legt man idealplastisches Verhalten (Abb. 1a) und die Fließbedingung nach der Hypothese der konstanten Gestaltänderungsarbeit zugrunde, dann erkennt man, daß sich zwar die

gesamte im Stab aufgespeicherte elastische Energie $A_F = \frac{\sigma_{Fo}^2}{2E}$ beim Fließen nicht ändert, der auf die äußere Belastung entfallende Anteil aber kleiner wird. Δl_{elast} muß also bei gegebener Fließbedingung um so kleiner sein, je größer die durchschnittlichen Eigenspannungen sind.

Wenn aber mehrere Gleichgewichtszustände mit gleicher Verformung möglich sind, dann wird davon natürlich der eintreten, der dem kleinsten elastischen Potential, d. h. dem Minimum von Δl_{elast} , entspricht.

Mit der Fließbedingung $\sigma_V = \sigma_{Fo}$ ist schließlich nicht vereinbar, daß die untere Fließgrenze eine Werkstoffkonstante ist. Der Durchschnittswert σ_{Fu} der Längsspannungen ändert sich mit der Querschnittsform usw.

Literatur.

Die Nr. [1] bis [31] beziehen sich auf das Literaturverzeichnis meines Aufsatzes [32]

32. F. Schleicher: Bauingenieur 24 (1949) S. 119.
33. E. Siebel: Handbuch der Werkstoffprüfung, 2. Band, Die Prüfung der metallischen Werkstoffe. Berlin 1939.
34. C. F. Kollbrunner: Abh. Int. Ver. Brückenbau u. Hochbau 3 (1935) S. 222–229.
35. R. Glocker: Materialprüfung mit Röntgenstrahlen. 3. Aufl. Berlin 1949.
36. F. Bollenrath u. V. Hauk: Z. Metallforschung 1 (1946) S. 161–167.
37. R. Böcklen u. R. Glocker: Z. Metallforschung 2 (1947) S. 306.
38. K. Daevies: Werkstoff-Handbuch Stahl und Eisen, 2. Aufl. Düsseldorf 1944.
39. F. Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure, ber. Neudruck, Berlin 1949.
40. G. Masing u. W. Mauksch: Wiss. Veröffentl. Siemens-Konzern 4 (1925) S. 74–90.
41. H. Brandenberger: Schweiz. Archiv 13 (1947) S. 232–238 u. 268–275.
42. H. Brandenberger: Schweiz. Bauzeitung 65 (1947) S. 509 bis 515.
43. M. Roß u. A. Eichinger: Bull. Techn. Suisse Romande 75 (1949) S. 265 u. 277.
44. M. Roß u. A. Eichinger: Schweiz. Bauzeitung 67 (1949) S. 383 u. 395.
45. C. Bach: Elastizität und Festigkeit, 8. Aufl., Berlin 1920.
46. K. Fink: Schweiz. Archiv 15 (1949) S. 193–214.
47. F. Körber: Stahl u. Eisen 59 (1939) S. 619.
48. G. Sachs u. G. Fiek: Der Zugversuch. Leipzig 1926.
49. F. Körber u. A. Eichinger: Die Grundlagen der bildsamen Verformung. Mitt. K. W. Inst. Eisenforschung. Abh. 395, Düsseldorf 1940.
50. F. Körber u. A. Eichinger: Formänderungswiderstand kaltgereckten Stahles. Mitt. K. W. Inst. Eisenforschung. Abh. 450, Düsseldorf 1943.
51. M. Roß u. A. Eichinger: Die Bruchgefahr fester Körper bei ruhender — statischer — Beanspruchung. EMPA-Bericht Nr. 172, Zürich, September 1949.

Über den Verlauf der Biegemomentenhauptlinien für dünne Platten.

Von Prof. Dr.-Ing. Alfred Mehm el und Dipl.-Ing. Hubert Beck.

Aus den Arbeiten des Lehrstuhls für Massivbau an der Technischen Hochschule Darmstadt.

(Fortsetzung aus Heft 5 und Schluß.)

Ergänzung zu Teil I.

Druckfehlerberichtigung:

In Teil I dieses Aufsatzes muß es auf S. 160 in Spalte 2 richtig heißen:

Zeile 11 $x = a$, $y = b$

Zeile 13 $a = b = 0$

Nachtrag:

Irrtümlicherweise waren die Abbildungen nicht mit den zu ihnen gehörigen Unterschriften versehen. Diese werden hiermit nachgetragen.

Abb. 1 a. $A = +1/2$.

Abb. 1 b. Typ $A > 1/2$ (gezeichnet für $A = 5$).

Abb. 1 c. Typ $0 < A < 1/2$ (gezeichnet für $A = 0,125$).

Abb. 2 a. $A = -1/2$.

Abb. 2 b. Typ $A < -1/2$ (gezeichnet für $A = -5$).

Abb. 2 c. Typ $0 > A > -1/2$ (gezeichnet für $A = -0,125$).

Abb. 3 a. $A = 0$.

Abb. 3 b. $A = \pm \infty$.

Abb. 4 a. Typ $B > 0$ (gezeichnet für $B = 100$).

Abb. 4 b. Typ $B < 0$ (gezeichnet für $B = -100$).

Abb. 5. Steigungsmaß der nicht mit den Achsen zusammenfallenden geraden Hauptlinien bei Symmetrie-Antimetrie als Funktion von H .

Abb. 6 a. Typ $H > 0$ (gezeichnet für $H = 1$).

Abb. 6 b. Typ $0 > H > -0,5$ (gezeichnet für $H = -0,2$).

Abb. 6 c. Typ $H \leq -0,5$ (gezeichnet für $H = -0,5$).

Abb. 7 a. Platten- und Belastungsabmessungen.

Abb. 7 b. Gültigkeitsbereiche der Einfachreihenlösung.

2. Die Quadratplatte unter verschiedener Lastausdehnung.

Wir benutzen die Formeln des vorigen Abschnittes mit der Spezialisierung Gl. (27) für die Quadratplatte und untersuchen die Verhältnisse

$$\frac{c}{b} = \frac{1}{4}, \frac{1}{2}, 1, \text{ d.h. } \gamma = \frac{\pi}{8}, \frac{\pi}{4}, \frac{\pi}{2}.$$

Letzteres stellt die vollständig belastete Quadratplatte, also den Fall Gl. (29) dar. Für die Quadratplatte unter zweiachsig symmetrischer Last ist in Plattenmitte $M_x = M_y$. Da auf den Symmetrielinien der Platte M_{xy} verschwindet, liegt demnach in Plattenmitte eine Unbestimmtheitsstelle. Die Navierschen Lagerungsbedingungen haben zur Folge, daß am Rande beide Biegemomente verschwinden, woraus sich für jeden Schnittpunkt einer Symmetrielinie mit einem Rand eine weitere Unbestimmtheitsstelle ergibt (vgl. auch Abb. 11). Wir untersuchen zunächst die Unbestimmtheitsstellen und geben anschließend ein Gesamtbild des Hauptlinienverlaufes.

a) Unbestimmtheitsstelle in Plattenmitte.

Es gilt die Lösung w_1 , also

$$w_1 = \sum_n \frac{\sin n\gamma}{n^5} [1 + A_{1n} \cos n\xi + D_{1n} n\xi \sin n\xi] \cdot \cos n\eta; \quad n = 1, 3, 5, \dots \quad (30)$$

Hierin entwickeln wir die trigonometrischen und hyperbolischen Funktionen in ihre Taylorreihen:

$$\left. \begin{aligned} \cos n\eta &= 1 - \frac{n^2}{2} \eta^2 + \frac{n^4}{24} \eta^4 \mp \dots; \\ \cos n\xi &= 1 + \frac{n^2}{2} \xi^2 + \frac{n^4}{24} \xi^4 + \dots; \\ n\xi \sin n\xi &= n^2 \xi^2 + \frac{n^4}{6} \xi^4 + \dots \end{aligned} \right\} \quad (31)$$

Wir setzen Gl. (31) in Gl. (30) ein:

$$w_1 = \sum_n \frac{\sin n\gamma}{n^5} \left[1 + A_{1n} + A_{1n} \frac{n^2}{2} \xi^2 + A_{1n} \frac{n^4}{24} \xi^4 + \dots + D_{1n} n^2 \xi^2 + D_{1n} \frac{n^4}{6} \xi^4 + \dots \right] \cdot \left[1 - \frac{n^2}{2} \eta^2 + \frac{n^4}{24} \eta^4 \mp \dots \right]$$

und ordnen nach Potenzen von ξ und η :

$$\begin{aligned} w_1 &= \sum_n \frac{\sin n\gamma}{n^5} (1 + A_{1n}) + \xi^2 \sum_n \frac{\sin n\gamma}{n^3} \left(\frac{A_{1n}}{2} + D_{1n} \right) - \\ &\quad - \eta^2 \sum_n \frac{\sin n\gamma}{2n^3} (1 + A_{1n}) + \xi^4 \sum_n \frac{\sin n\gamma}{6n} \left(\frac{A_{1n}}{4} + D_{1n} \right) - \\ &\quad - \xi^2 \eta^2 \sum_n \frac{\sin n\gamma}{2n} \left(\frac{A_{1n}}{2} + D_{1n} \right) + \\ &\quad + \eta^4 \sum_n \frac{\sin n\gamma}{24n} (1 + A_{1n}) + \dots \end{aligned} \quad (32)$$

Nach Gl. (9) benötigen wir nur die Koeffizienten a_{40} , a_{04} und a_{22} . Diese erhalten wir aus Gl. (32) und Vergleich mit Gl. (6):

$$\left. \begin{aligned} a_{40} &= \frac{1}{6} \sum_n \frac{\sin n\gamma}{n} \left(\frac{A_{1n}}{4} + D_{1n} \right); \\ a_{04} &= \frac{1}{24} \sum_n \frac{\sin n\gamma}{n} (1 + A_{1n}); \\ a_{22} &= -\frac{1}{2} \sum_n \frac{\sin n\gamma}{n} \left(\frac{A_{1n}}{2} + D_{1n} \right). \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

Gl. (8) erlaubt uns, a_{40} und a_{04} gleichzusetzen. Dies ergibt:

$$\begin{aligned} \sum_n \frac{\sin n\gamma}{n} \frac{\cos n\left(\frac{\pi}{2} - \gamma\right)}{\cos n\frac{\pi}{2}} &= \frac{1}{2} \sum_n \frac{\sin n\gamma}{n} = \\ &= 2 \sum_n \frac{\sin n\gamma}{n} D_{1n} = \frac{\pi}{8}. \end{aligned} \quad (34)$$

Es bleibt somit auszuwerten:

$$\begin{aligned} \sum_n \frac{\sin n\gamma}{n} A_{1n} &= -\frac{\pi}{8} - \frac{\gamma}{2} \sum_n \sin n\gamma \frac{\sin n\left(\frac{\pi}{2} - \gamma\right)}{\cos n\frac{\pi}{2}} - \\ &\quad - \frac{\pi}{4} \sum_n \sin n\gamma \frac{\sin n\gamma}{\cos^2 n\frac{\pi}{2}}. \end{aligned} \quad (35)$$

Wir führen ein:

$$\left. \begin{aligned} S_1(\gamma) &= \sum_n \sin n\gamma \frac{\sin n\gamma}{\cos^2 n\frac{\pi}{2}}; \\ S_2(\gamma) &= \sum_n \sin n\gamma \frac{\sin n\left(\frac{\pi}{2} - \gamma\right)}{\cos n\frac{\pi}{2}}. \end{aligned} \right\} \quad (36)$$

Mit wenigen Reihengliedern erhalten wir die in der angegebenen Stellenzahl gültigen Werte:

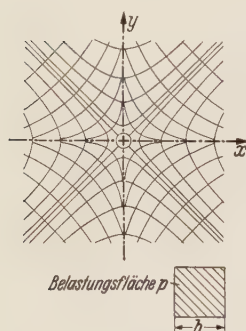
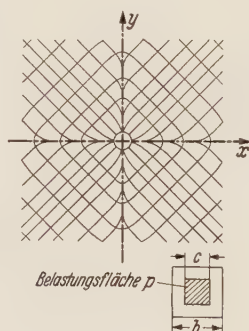
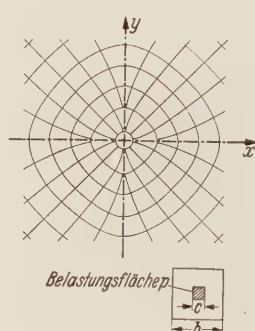
$$\begin{aligned} S_1\left(\frac{\pi}{8}\right) &= 0,02493; \quad S_1\left(\frac{\pi}{4}\right) = 0,09874; \quad S_1\left(\frac{\pi}{2}\right) = 0,34831; \\ S_2\left(\frac{\pi}{2}\right) &= 0,63368; \quad S_2\left(\frac{\pi}{4}\right) = 0,29507; \quad S_2\left(\frac{\pi}{2}\right) = 0. \end{aligned}$$

Damit und mit Gl. (34) ergeben sich die Koeffizienten Gl. (33); hierzu erhalten wir nach Gl. (9):

$$\left. \begin{aligned} R_0\left(\xi, \eta; \gamma = \frac{\pi}{2}\right) &= -0,1411 \frac{\xi^2 - \eta^2}{\xi \cdot \eta} \quad (\text{Abb. 8a}) ; \\ R_0\left(\xi, \eta; \gamma = \frac{\pi}{4}\right) &= 0,0076 \frac{\xi^2 - \eta^2}{\xi \cdot \eta} \quad (\text{Abb. 8b}) ; \\ R_0\left(\xi, \eta; \gamma = \frac{\pi}{8}\right) &= 0,1817 \frac{\xi^2 - \eta^2}{\xi \cdot \eta} \quad (\text{Abb. 8c}) . \end{aligned} \right\} \quad (37)$$

Für $\gamma = \frac{\pi}{8}$ und für $\gamma = \frac{\pi}{4}$ liegt der Typ der Abb. 1c vor; namentlich Abb. 8b, die für $\gamma = \frac{\pi}{4}$ gilt, ähnelt bereits sehr

der Abb. 3a. Für $\gamma = \frac{\pi}{2}$ erhalten wir den Typ von Abb. 2c. In Abb. 8 a—c sind die Hauptlinien aufgezeichnet. Wir erkennen, was wir schon in Abschnitt I bemerkten, daß wir eine für die Praxis ausreichende Bestimmung des Hauptlinienbildes auf Grund der Typeneinteilung allein schon vornehmen können. Es ist deutlich die stetige Änderung des Hauptlinienbildes bei verschiedener Lastkonzentration zu sehen. Insofern paßt auch die cos-Glockenbelastung (vgl. Abschnitt I/3 a) der Abb. 3a als Übergang zwischen Gesamtlast und mittig konzentrierter

a) $c/b = 1$ b) $c/b = 1/2$ c) $c/b = 1/4$ Abb. 8. Unbestimmtheitsstelle in Mitte der Quadratplatte unter $p = \text{const.}$

Rechtecklast hierher; denn bei der cos-Belastung mit $k = 1$ nimmt nach dem Rande zu die Last allmählich ab, während sie sich in der Umgebung der Plattenmitte nur wenig ändert. Konzentrieren wir also eine ursprünglich über die Gesamtplatte verteilte Last zur Plattenmitte, so ändert sich das Hauptlinienbild von dem Typ der Abb. 2c zu dem Typ der Abb. 1c.

b) Unbestimmtheitsstelle am Plattenrand.

Durch die vollständige Symmetrie des Problems ergeben alle vier Randmittelpunkte das gleiche Bild. Wir wählen daher zur Untersuchung einen Punkt, der rechnerisch am bequemsten zu behandeln ist, und zwar den Punkt $x = 0$, $y = \frac{1}{2}b$ ($\xi = 0$, $\eta = \frac{\pi}{2}$).

Dieser befindet sich für alle Belastungsarten im Bereich I; F_I ist aber in x symmetrisch und in y -Richtung um den zu untersuchenden Punkt antimetrisch. Nach einer linearen Koordinatentransformation hat w die Form der Gl. (14). Wir transformieren (Abb. 9):

$$\eta = \bar{\eta} + \frac{\pi}{2} ; \quad \xi = \bar{\xi} . \quad (38)$$

Damit wird, da $n = 1, 3, 5, \dots$ ist:

$$\cos n\eta = -\sin \frac{n\pi}{2} \sin n\eta ; \quad F_{In}(\xi) = F_{In}(\bar{\xi}) .$$

Also lautet w_I :

$$w_I = - \sum_n \frac{\sin n\gamma}{n^3} \sin \frac{n\pi}{2} \cdot \sin n\bar{\eta} [1 + A_{In} \cos n\bar{\xi} + D_{In} n \bar{\xi} \sin n\bar{\xi}] . \quad (39)$$

Nach (15) benötigen wir die Koeffizienten a_{03} und a_{21} :

$$\left. \begin{aligned} a_{03} &= \frac{1}{6} \sum_n \frac{1}{n^2} \sin \frac{n\pi}{2} \sin n\gamma (1 + A_{In}) ; \\ a_{21} &= - \sum_n \frac{1}{n^2} \sin \frac{n\pi}{2} \sin n\gamma \left(\frac{A_{In}}{2} + D_{In} \right) . \end{aligned} \right\} \quad (40)$$

Es ist

$$\sum_n \frac{1}{n^2} \sin \frac{n\pi}{2} \sin n\gamma = \frac{\pi}{4} \cdot \gamma . \quad (41)$$

Wir führen weiterhin als Hilfswerte ein:

$$\left. \begin{aligned} S_3(\gamma) &= \sum_n \frac{1}{n^2} \sin \frac{n\pi}{2} \sin n\gamma \frac{\cos n\left(\frac{\pi}{2} - \gamma\right)}{\cos n\frac{\pi}{2}} ; \\ S_4(\gamma) &= \sum_n \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi}{2} \sin n\gamma \frac{\sin n\left(\frac{\pi}{2} - \gamma\right)}{\cos n\frac{\pi}{2}} ; \\ S_5(\gamma) &= \sum_n \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi}{2} \sin n\gamma \frac{\sin n\gamma}{\cos^2 \frac{n\pi}{2}} . \end{aligned} \right\} \quad (42)$$

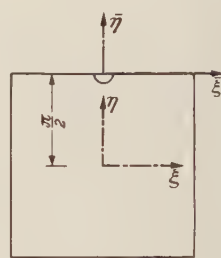


Abb. 9.

Koordinatentransformation
in Unbestimmtheitsstelle
am Plattenrand.

Die wieder mit wenig Gliedern errechenbaren Summen ergeben

$$S_3\left(\frac{\pi}{8}\right) = 0,24416 ; \quad S_3\left(\frac{\pi}{4}\right) = 0,36528 ; \quad S_3\left(\frac{\pi}{2}\right) = 0,40037 ;$$

$$S_4\left(\frac{\pi}{8}\right) = 0,15147 ; \quad S_4\left(\frac{\pi}{4}\right) = 0,22034 ; \quad S_4\left(\frac{\pi}{2}\right) = 0 ;$$

$$S_5\left(\frac{\pi}{8}\right) = 0,02434 ; \quad S_5\left(\frac{\pi}{4}\right) = 0,09716 ; \quad S_5\left(\frac{\pi}{2}\right) = 0,37167$$

und aus Gl. (15)

$$\left. \begin{aligned} R_0\left(\bar{\xi}, \bar{\eta}; \gamma = \frac{\pi}{2}\right) &= -0,427 \frac{\bar{\eta}}{\bar{\xi}} \quad (\text{Abb. 10a}) ; \\ R_0\left(\bar{\xi}, \bar{\eta}; \gamma = \frac{\pi}{4}\right) &= 0,228 \frac{\bar{\eta}}{\bar{\xi}} \quad (\text{Abb. 10b}) ; \\ R_0\left(\bar{\xi}, \bar{\eta}; \gamma = \frac{\pi}{8}\right) &= 0,342 \frac{\bar{\eta}}{\bar{\xi}} \quad (\text{Abb. 10c}) . \end{aligned} \right\} \quad (43)$$

Für $\gamma = \frac{\pi}{8}$ und $\gamma = \frac{\pi}{4}$ entspricht das Hauptlinienbild

(Abb. 10a, b) dem Typ Abb. 6a und für $\gamma = \frac{\pi}{2}$ (Abb. 10c) dem Typ Abb. 6b. In allen Fällen liegt nach Gl. (17) und Abb. 5 eine ausgezeichnete Hauptlinie als Gerade vor. Ihr Steigungsmaß erhalten wir aus der Kurve von Abb. 5 für $\gamma = \frac{\pi}{2}$ zu 2,617, für $\gamma = \frac{\pi}{4}$ zu 0,83, für $\gamma = \frac{\pi}{8}$ zu 0,77. Diese Geraden bilden daher mit dem Plattenrand die Winkel für $\gamma = \frac{\pi}{2}$: $69,1^\circ$; für $\gamma = \frac{\pi}{4}$: $39,6^\circ$; für $\gamma = \frac{\pi}{8}$: $37,6^\circ$.

c) Hauptlinienverlauf der Gesamtplatte.

Es sind hier die beiden Fälle $c/b = 1$ in Abb. 11 a und $c/b = 1/4$ in Abb. 11 b dargestellt. Man sieht, wie allein aus der Kenntnis des Verlaufes in der Umgebung der Unbestimmtheitsstellen die Momentenlinien zu skizzieren sind, da man außerdem noch die Richtungen auf den

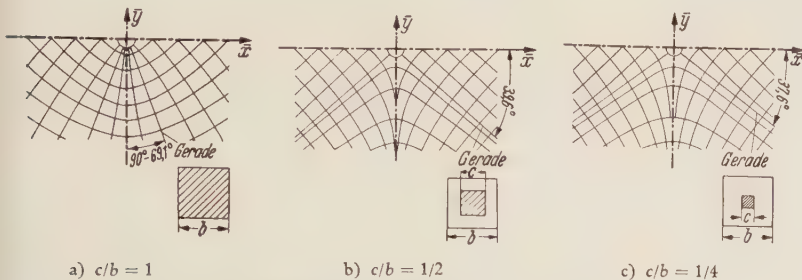


Abb. 10. Unbestimmtheitsstelle in Mitte des Plattenrandes $y = +1/2 b$.

Symmetrielinien und den Diagonalen kennt. Das Gesamtbild für $c/b = 1/2$ ähnelt weitgehend dem der Abb. 11 b. Die Unterschiede sind aus den gegebenen Bildern der Unbestimmtheitsstellen zu entnehmen.

In Abb. 11 a, also bei Gesamtbelastung der Platte, wird die Unbestimmtheitsstelle in Plattenmitte von vier Hauptlinien — den Symmetrielinien und den Diagonalen des Quadrates — geschnitten. Am Plattenrand münden alle Hauptlinien unter 45° ; in die Unbestimmtheitsstelle in der Mitte eines jeden Randes fließen die Hauptlinien in jeder Richtung zwischen 45 und 90° ein. Dabei trennt der am Ende des vorigen Abschnittes angegebene ausgezeichnete Winkel, unter dem eine Hauptlinie als Gerade in die Unbestimmtheitsstelle einläuft, die den Rand verlassenden Linien in zwei Gruppen; alle Linien, welche in der Unbestimmtheitsstelle den Rand verlassen und dort mit dem Rand einen Winkel zwischen 90 und $69,1^\circ$ bilden, besitzen auf ihrem ganzen Weg von Rand zu Rand eine

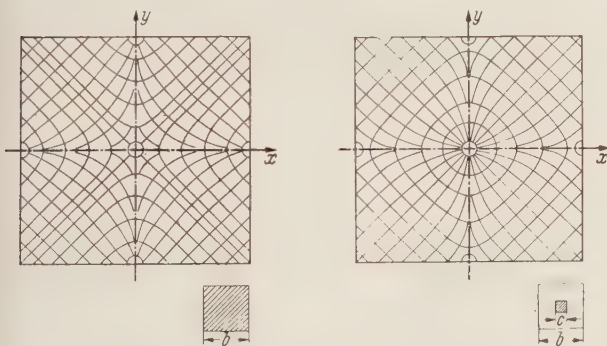


Abb. 11 a.
Hauptlinien der vollständig belasteten Quadratplatte ($c/b=1$).

Abb. 11 b.
Hauptlinien der auf 1/16 ihrer Fläche belasteten Quadratplatte ($c/b=1/4$).

einheitliche Krümmung, während alle Linien, die die Unbestimmtheitsstelle mit einem Winkel zum Rand zwischen $69,1$ und 45° und die den übrigen Rand unter 45° verlassen, in ihrem Verlauf von Rand zu Rand zwei Wendepunkte haben. Sie sind beim Verlassen des Randes zunächst zur Symmetrieachse der Platte hin gekrümmt; wir sehen anschaulich, wie diese Linien bemüht sind, sich der Form der inneren Hauptlinien weitgehend anzupassen.

In Abb. 11 b, also bei Belastung der Platte auf 1/16 ihrer Fläche, wird die Unbestimmtheitsstelle in Plattenmitte von unendlich vielen Hauptlinien durchlaufen, wovon jede in der Unbestimmtheitsstelle eine bestimmte

Richtung hat; umgekehrt ist jeder vorgegebenen Richtung in der Unbestimmtheitsstelle eine einzige ganz bestimmte Hauptlinie zugeordnet. Am Rand münden wieder alle Linien unter 45° ; in der Randunbestimmtheitsstelle selbst verläßt außer der Symmetrielinie nur eine einzige weitere Hauptlinie den Rand; die unter dem ausgezeichneten Winkel (vgl. vorigen Abschnitt) von $37,6^\circ$ mit dem Rand als Gerade ausgebildete Hauptlinie. Auch in diesem Falle übernimmt diese Gerade eine Trennung der Linien in zwei Gruppen: alle Linien, welche den Rand verlassen, haben zwei Wendepunkte, während alle mit einheitlicher Krümmung behaftete Linien gar nicht in den Rand münden, sondern in sich geschlossen die Plattenmitte umlaufen.

In diesen Beispielen wird uns nochmals die besondere Bedeutung der Kurve von Abb. 5 klar, welche uns nach Kenntnis des charakteristischen Koeffizienten H der Gl. (15) und (15 a) die Angabe des Winkels gestattet, der die Hauptlinien in zwei zueinander verschiedene Gruppen spaltet.

3. Die Unbestimmtheitsstellen einer Rechteckplatte $b/a = 4/3$ mit Gesamtlast $p = \text{const.}$

Es gelten jetzt Gl. (24) bis (26) mit der Spezialisierung Gl. (28) für Gesamtbelastung der Platte. Mit dem Seitenverhältnis $b/a = 4/3$ werden die Koeffizienten von F_{1n} nach Gl. (26) bestimmt zu

$$\left. \begin{aligned} A_{1n} &= -\frac{1}{\cos \frac{n \cdot 3\pi}{8}} \left(1 + n \cdot \frac{3\pi}{16} \cdot \tan \frac{3\pi}{8} \right); \\ D_{1n} &= \frac{1}{2 \cdot \cos \frac{n \cdot 3\pi}{8}}. \end{aligned} \right\} \quad (44)$$

Zunächst haben wir die Lage der Unbestimmtheitsstellen zu ermitteln. Dazu bilden wir:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial \xi \partial \eta} = - \sum \frac{1}{n^3} \sin \frac{n\pi}{2} \cdot \sin n\eta [A_{1n} \cos n\xi + D_{1n} (\cos n\xi + n\xi \cos n\xi)]; \quad (45)$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} - \frac{\partial^2 w}{\partial \eta^2} = 2 \sum \frac{1}{n^3} \sin \frac{n\pi}{2} \cdot \cos n\eta \left[\frac{1}{2} + A_{1n} \cos n\xi + D_{1n} (\cos n\xi + n\xi \cos n\xi) \right]. \quad (46)$$

Eine Unbestimmtheitsstelle liegt dann an einer solchen Stelle vor, für die (45) und (46) verschwinden. Für die gemischte zweite Ableitung von w_1 ist das auf den beiden Symmetrieachsen der Rechteckplatte der Fall. Da nach den Lagerungsbedingungen wieder die zweiten Ableitungen an den Rändern einzeln Null werden, sind wie bei der Quadratplatte die Randmitten Unbestimmtheitsstellen; allerdings haben wir jetzt solche an dem langen und solche an dem kurzen Rande zu unterscheiden. Weitere Unbestimmtheitsstellen können, da Gl. (45) nur auf den Symmetrieachsen der Platte verschwindet, auch nur dort liegen. Wir haben danach zu untersuchen, ob auf diesen Achsen im Innern der Platte Gl. (46) noch irgendwo Null werden kann. Rechnen wir uns den Ausdruck Gl. (46) an einigen Punkten aus, so stellen wir fest: für die ξ -Achse ($\eta = 0$) hat er ständig gleiches Vorzeichen, also kann auf der kurzen Symmetrielinie der Platte keine weitere Unbestimmtheitsstelle liegen; für die η -Achse ($\xi = 0$) wechselt das Vorzeichen, woraus die Existenz einer Nullstelle und damit einer Unbestimmtheitsstelle auf der langen Symmetrielinie der Platte folgt. Ihre genaue Lage ermitteln wir rasch durch Interpolieren und erhalten als Lagekoordinaten der Unbestimmtheitsstellen

im Innern der Platte $\xi=0, \eta=\pm 1,289$ ($x=0, y=\pm 0,410 b$). Nachdem wir die Lage der Unbestimmtheitsstellen festgelegt haben (vgl. Abb. 12), gehen wir an deren Untersuchung.

a) Unbestimmtheitsstelle am kurzen Rand.

Die Berechnung verläuft ganz analog derjenigen der quadratischen Platte. Wir geben daher hier nur die Ergebnisse. Nach einer linearen Koordinatentransformation hat w_1 die Form Gl. (14). Es folgt $a_{21}=0,1430$ und $a_{03}=0,0631$; damit nach Gl. (15)

$$R_0(\xi, \eta) = -0,162 \frac{\eta}{\xi}. \quad (47)$$

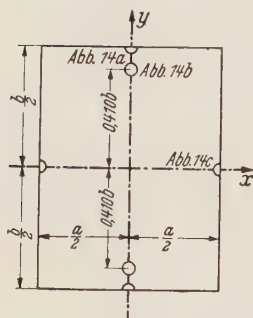


Abb. 12. Lage der Unbestimmtheitsstellen einer mit $p = \text{const.}$ vollbelasteten Rechteckplatte ($a/b=3/4$).

Es liegt also der Typ Abb. 6 b vor. Nach Gl. (17) verläßt eine als Gerade ausgebildete Hauptlinie den Rand unter einem Winkel von $50,5^\circ$ (Abb. 14 a).

b) Unbestimmtheitsstelle am langen Rand.

Die Berechnung wird etwas umständlicher, da wir jetzt ξ zu transformieren haben: $\eta = \eta'$; $\xi = \xi' + \frac{3\pi}{8}$.

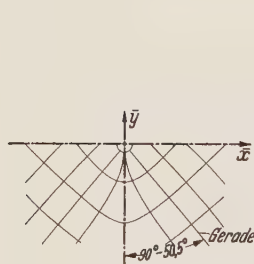
Wir erhalten nach einfacher Zwischenrechnung:

$$F_{1n}(\xi') = 1 + \frac{1}{2} n \xi' \odot \sin n \xi' - \odot \cos n \xi' + A'_{1n} \odot \sin n \xi' + \frac{1}{2} \Im g n \frac{3\pi}{8} \cdot n \xi' \odot \cos n \xi' \quad (48)$$

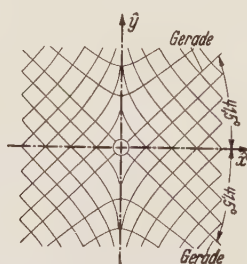
mit

$$A'_{1n} = n \frac{3\pi}{16} \left(1 - \Im g^2 n \frac{3\pi}{8} \right) - \Im g n \frac{3\pi}{8}. \quad (49)$$

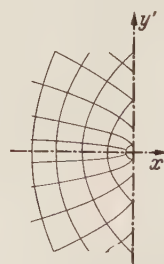
w_1 hat also die Form Gl. (18). Durch Taylor-



a) Mitte des kurzen Randes
 $y = 1/2 b$.



b) im Innern der Platte
 $x = 0, y = 0,410 b$.



c) Mitte des langen Randes
 $x = 1/2 a$.

Abb. 14. Unbestimmtheitsstellen einer mit $p = \text{const.}$ vollbelasteten Rechteckplatte ($a/b=3/4$).

entwicklung erkennen wir, daß keine ξ' -freien und in ξ' quadratischen Glieder auftreten, demnach $a_{22}=a_{04}=0$ wird, wodurch Gl. (18) in (15 a) übergeht. Zahlenmäßig erhalten wir $H = -1$, somit

$$R_0(\xi', \eta') = \frac{\xi'}{\eta'}. \quad (50)$$

Damit verläßt außer der Symmetrielinie der Platte keine weitere Hauptlinie als Gerade den Plattenrand, denn in Abb. 5 existiert für $H = -1$ kein zugehöriges Steigungsmaß (Abb. 14 c).

c) Unbestimmtheitsstellen im Innern.

Nach Transformation in die Unbestimmtheitsstelle lautet w_1 :

$$w_1 = \sum_n \frac{1}{n^5} \sin \frac{n\pi}{2} [1 + A_{1n} \odot \sin n \xi + D_{1n} n \xi \odot \sin n \xi] \cdot [\cos 1,289 n \cdot \cos n \eta - \sin 1,289 n \cdot \sin n \eta]. \quad (51)$$

Nach Taylorentwicklung haben wir bei Vertauschung von x und y die Form Gl. (18). Wir erhalten: $a_{40}=0,0028$; $a_{03}=0,0328$; $a_{21}=0,1354$; $a_{22}=0,0263$. Damit nach Gl. (19):

$$R_0(\xi, \eta) = 0,137 \frac{\eta}{\xi} - 0,035 \xi. \quad (52)$$

Der erste Term bewirkt ein dem Typ Abb. 6 a zuzuordnendes Hauptlinienbild (Abb. 14 b). Außer der langen Symmetrielinie der Platte durchlaufen die Unbestimmtheitsstellen noch zwei Hauptlinien als Geraden, welche mit der Horizontalen einen Winkel von $\pm 41,5^\circ$ bilden. Das zweite Glied bewirkt eine Änderungstendenz gemäß Abb. 13. Dabei beträgt für $\xi=0,01$ die Änderung des Steigungsmaßes $0,004$, z. B. für $\eta=0$ von $\pm 1,000$ auf $+1,004$ und $-0,996$. Diese Differenzen sind zeichnerisch im gewählten Maßstab nicht darzustellen.

d) Gesamtbild des Hauptlinienverlaufes.

Die Darstellung ist in Abb. 15 gegeben. Am Rand münden alle Hauptlinien unter 45° . Die Unbestimmtheitsstelle am langen Rand wird unter jedem Winkel zum Rand zwischen 90° und 45° verlassen. Am kurzen Rand laufen die Hauptlinien ebenfalls unter allen Winkeln zum Rand zwischen 90° und 45° in die Unbestimmtheitsstelle ein; ihre anfängliche Krümmungsrichtung ist oberhalb und unterhalb $50,5^\circ$ verschieden. Die Unbestimmtheitsstelle im Innern wird von drei Hauptlinien (vgl. Abschnitt c) geschnitten. Die aus der Unbestimmtheitsstelle am kurzen Rand quellenden Linien besitzen, wenn ihr Anfangswinkel zum Rand zwischen 90° und $50,5^\circ$ liegt, auf ihrem Verlauf zum langen Rand einen Wendepunkt, liegt ihr Anfangs-

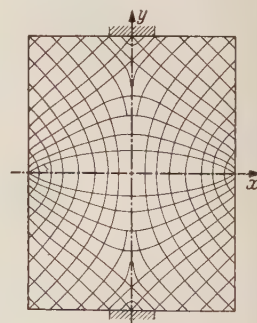


Abb. 15.

Hauptlinien der mit $p = \text{const.}$ vollbelasteten Rechteckplatte mit $a/b=3/4$.

winkel aber zwischen $50,5^\circ$ und 45° , so haben sie zwei Wendepunkte. Diese zwei Wendepunkte bleiben erhalten für alle die Linien, welche den kurzen Rand zwischen der Unbestimmtheitsstelle am Rand und der Einmündung in den Rand der die Unbestimmtheitsstelle im Innern durchlaufenden Linie (in Abb. 15 ist diese Randstrecke schraffiert) verlassen. Hingegen haben alle Linien, welche zwischen dieser Einmündung und der Ecke den kurzen Rand verlassen, in ihrem Verlauf zur langen Seite der Platte wieder nur einen Wendepunkt.

Bauliche Einzelheiten und Betriebsvorgänge bei Schwungschleusen.

Von Prof. H. Proetel, Aachen.

(Fortsetzung aus Heft 6 und Schluß.)

G. Einfluß von Länge und Querschnitt des Schwungkanals auf Überspiegelungshöhen, Füllzeit und Trossenkkräfte und Einfluß vergrößerter Sparbecken.

a) Art der Versuche.

Für die wirtschaftlich richtige Bemessung einer Schwungschleuse ist die Kenntnis des Einflusses der Abmessungen des Schwungkanals auf die Betriebsvorgänge, insbesondere auf Überspiegelungen, Füllzeiten und Trossenkkräfte, besonders wichtig. Zur planmäßigen Untersuchung dieses Einflusses wurden, wie bei der Ermittlung der μ -Werte, Versuche mit 5 verschiedenen Längen des Schwungkanals und 3 verschiedenen Kanalquerschnitten durchgeführt. Die Längen waren in Natur 101,24 m, 149,24 m, 197,24 m, 245,24 m und 293,24 m; die normalen Kanalquerschnitte waren, wie in [3] Abschnitt D 1 begründet wurde, 5 % größer als die Querschnitte der zugehörigen Ventilschächte, deren Durchmesser in Natur 4,26 m, 4,76 m und 5,26 m betrugen. Die Versuche wurden mit dem Modell 1 : 24 für eine Schleuse von 225 m und eine Schleuse von 115 m Nutzlänge, die nachstehend lange und kurze Schleuse genannt werden, ausgeführt; beide hatten 12 m Kammerbreite.

b) Die Überspiegelungen.

Diese sind abhängig von der Anfangsdruckhöhe (Spiegelunterschied zwischen Schleusen-kammer und Sparbecken und von Länge und Querschnitt des Schwungkanals. Abb. 14 zeigt den Zusammenhang zwischen Anfangsdruckhöhen und Überspiegelung bei 202,74 m Kanal-länge mit einem Kanalquerschnitt von 18,68 m², dem ein Ventilschachtdurchmesser von 4,76 m entspricht. Man sieht, daß die Überspiegelungen zuerst schneller, dann immer langsamer zunehmen, denn mit der Druckhöhe wächst die Fließ-geschwindigkeit im Kanal und damit auch die Reibung. Sie sind bei der Fließrichtung Sparbecken — Schleusen-kammer etwas größer als bei der entgegen-gesetzten Fließrichtung, was auch der in Abschnitt F beschriebenen und durch die Abb. 11 und 13 veranschau-lichten Gestaltung der μ -Werte entspricht.

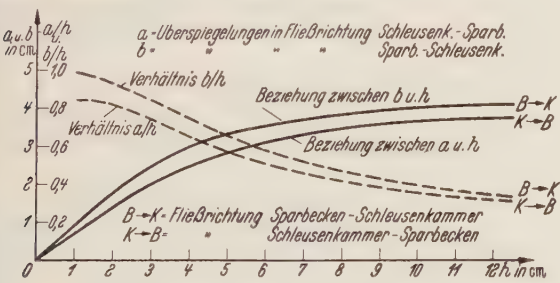


Abb. 14. Überspiegelungshöhen in Abhängigkeit von den Anfangsdruckhöhen.

Bei den Versuchen, die der Abb. 14 zugrunde liegen, wurden die Verschlüsse des Schwungkanals ohne Rück-sicht auf die Gestaltung der Trossenkkräfte für alle An-fangsdruckhöhen und für beide Fließrichtungen gleich-mäßig schnell, und zwar in 25 Modellsekunden, geöffnet.¹ Beim praktischen Schleusenbetrieb muß das Öffnen zwecks Einschränkung der Trossenkkräfte und gleichzeitiger Er-

zielung einer guten Wirkung den jedesmaligen Verhält-nissen angepaßt werden, insbesondere muß es beim Füllen der Schleusen-kammer langsamer und beim Entleeren kann es schneller erfolgen; die nutzbaren Überspiegelungen werden nachstehend erörtert.

Aus Abb. 14 erkennt man, daß die Überspiegelungen im Verhältnis zur zugehörigen Anfangsdruckhöhe h um so größer sind, je kleiner h ist. Bei den nachstehend be-schriebenen vergleichenden Modellversuchen ist durchweg $h = 3$ m in Natur gewählt worden, entsprechend den mitt-leren Verhältnissen bei gewöhnlichen Sparschleusen. Durch

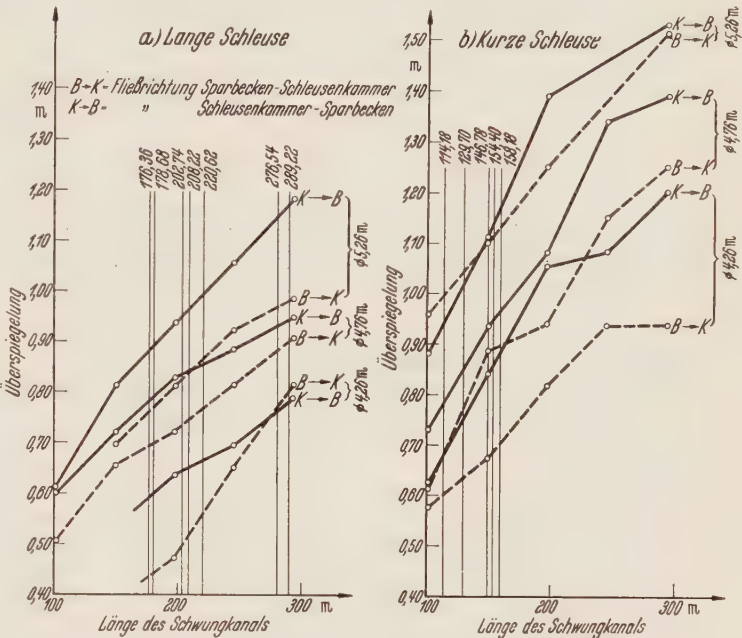


Abb. 15. Nutzbare Überspiegelungen in Abhängigkeit von Länge und Querschnitt des Schwungkanals.

Verringerung von h würde die Gesamtwirkung der Schwungschleuse verbessert, besonders in bezug auf Wasserersparnis im Vergleich zu gewöhnlichen Sparschleusen, aber für ein gegebenes Schleusen-gefälle würde die Anzahl der Sparbecken vermehrt werden, damit würden die Anlagekosten höher. Ein Teil der Anfangs-druckhöhe kommt auch für die Erzeugung der Überspie-gelung nicht zur vollen Wirkung, weil während der Öff-nungszeit der Verschlüsse der Durchfluß durch den Schwungkanal noch gedrosselt ist. Die günstigste An-fangsdruckhöhe muß für jeden Einzelfall besonders fest-gestellt werden.

Für die Ermittlung des Einflusses der Längen und Querschnitte des Schwungkanals auf die nutzbaren Überspiegelungen wurden für jeden der 3 Ventilschacht-durchmesser Versuche mit den 5 verschiedenen Kanal-längen durchgeführt. Die Öffnungs- und Schließzeiten mußten, um den Einfluß der Längen zu erkennen, für jeden Ventilschachtdurchmesser bei jeder Fließrichtung unverändert bleiben. Sie wurden so gewählt, daß bei einer mittleren Kanallänge von 197,24 m die Trossenkkräfte gerade noch innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben.

Die Zusammenhänge zwischen Ventilschachtdurch-messer, Kanallänge und nutzbarer Überspiegelung sind in Abb. 15 für die lange und für die kurze Schleuse dar-gestellt. Es zeigt sich, daß bei gleichem Ventilschachtdurch-messer die nutzbaren Überspiegelungen mit der Länge des

¹ Zu schnelles Öffnen erzeugt große Schwallwellen in der Schleusen-kammer, die die Überspiegelung stören.

Schwingkanals fast gleichmäßig wachsen, auch mit zunehmendem Kanalquerschnitt werden sie größer. Bei den zu Abb. 15 gehörigen Versuchsreihen sind die Überspiegelungen in der Richtung Schleusen-kammer — Sparbecken größer als in umgekehrter Richtung. Für die Vergleichsversuche wurde nur 1 Sparbecken benutzt; bei den Versuchen über den vollständigen Schleusungsvorgang, wobei jedesmal die für die Gestaltung des Schwingkanals günstigsten Ventilbewegungszeiten gewählt werden konnten, waren sie nach beiden Strömungsrichtungen zwar nur wenig verschieden, wie aus den in der Tabelle 3 angegebenen Absenk- und Steighöhen zu erkennen ist, jedoch bei der Fließrichtung Schleusen-kammer — Sparbecken meistens ebenfalls etwas größer. Dies scheint im Widerspruch damit zu stehen, daß nach Abschnitt F die μ -Werte und nach Abb. 14 auch die Überspiegelungshöhen bei der umgekehrten Fließrichtung größer befunden wurden. Dieser Widerspruch erklärt sich dadurch, daß beim Füllen der Schleusen-kammer die Verschlüsse zur Verhütung zu großer Trossenkräfte erheblich langsamer geöffnet werden müssen als beim Entleeren, dabei wird die wirksame Druckhöhe verringert.

c) Die Füll- und Entleerungszeit.

Für ein Sparbecken ist die Füll- und Entleerungszeit abhängig von der Schwingungsdauer und außerdem von der Zeit des Ventilöffnens und -schließens. In Abb. 16 ist eine Schwingungskurve für die Fließrichtung Schleusen-

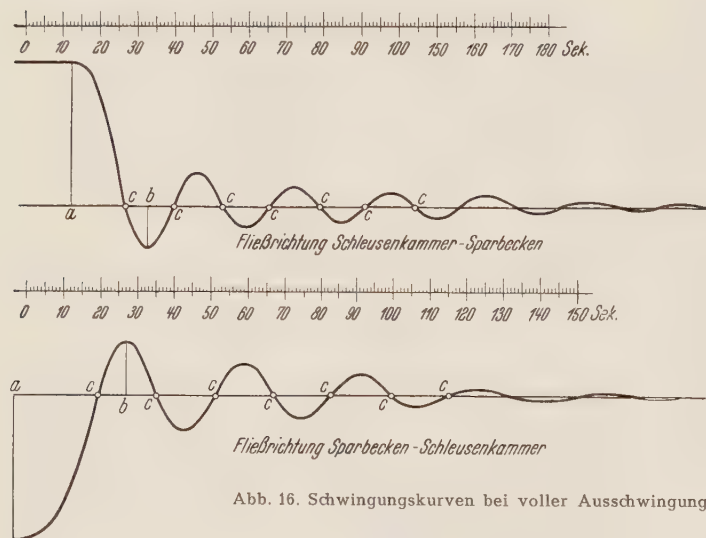


Abb. 16. Schwingungskurven bei voller Ausschwingung.

kammer — Sparbecken und eine solche für die Richtung Sparbecken — Schleusen-kammer dargestellt. Man erkennt, daß bei jeder Richtung die Strecken $c-c$, die der Dauer einer halben Schwingung entsprechen, gleich sind, obwohl die Wellenhöhen infolge der Dämpfung durch die Reibung immer kleiner werden¹. Die Strecken $a-c$ sind in beiden Fällen größer als $c-c$, was durch die Zeitdauer des Öffnens der Ventile bedingt ist. Die Füll- und Entleerungszeit für das benutzte Sparbecken wird durch die Strecken $a-b$ angegeben, dazu kommt noch die Zeit des Schließens der Ventile.

In Abb. 17 sind Darstellungen der reinen Schwingungsdauer in Abhängigkeit von Querschnitt und Länge des Füllkanals aufgetragen. Die Schwingungsdauer nimmt ziemlich gleichmäßig mit der Kanallänge zu und mit dem Kanaldurchmesser ab. Die Darstellungen lassen erkennen, daß die Schwingung bei der Strömung aus der Schleusen-

kammer zum Sparbecken etwas kürzer dauert als umgekehrt.

Die wahre Füll- und Entleerungszeit beim Schleusenbetrieb läßt sich nicht so gesetzmäßig in Abhängigkeit von Querschnitt und Länge des Schwingkanals darstellen wie die reine Schwingungsdauer, weil die günstigsten Zeiten des Öffnens und Schließens der Ventile für verschiedene Kanalabmessungen verschieden sind; wie schon vorstehend angegeben wird. Die durch die Versuche ermittelten Füll- und Entleerungszeiten bei Betätigung eines Sparbeckens sind für die lange und die kurze Schleuse aus der nachstehenden Tabelle 3 ersichtlich.

Aus der Zusammenstellung läßt sich trotz Fehlens einer strengen Gesetzmäßigkeit erkennen, daß für ein Sparbecken die wahren Füll- und Entleerungszeiten mit der Kanallänge zunehmen. Durch Anwendung eines weiten Kanalquerschnittes ist zwar nur eine geringe Zeitersparnis für ein Sparbecken zu erreichen, weil dann die Ventile langsamer geöffnet werden müssen, aber für den ganzen Schleusungsvorgang ergibt sich dennoch eine merkliche Zeitersparnis, weil die Sparbecken in der wenig verkürzten Füllzeit höher aufgefüllt werden, die mittlere Füllgeschwindigkeit also größer ist.

Mit zunehmender Länge des Schwingkanals nehmen die mittleren Füllgeschwindigkeiten kaum ab, weil mit den Füllzeiten auch die Füllhöhen größer werden. Die Gesamtzeiten des Füllens und Entleerens sind bei der Fließ-

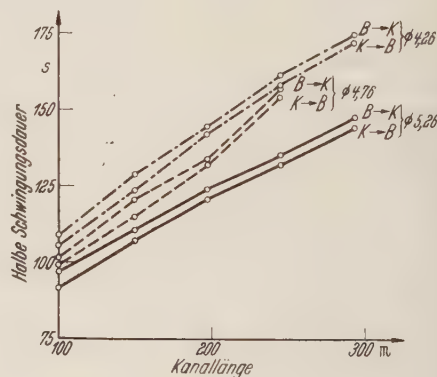


Abb. 17.

Schwingungsdauer in Abhängigkeit von Länge und Querschnitt des Schwingkanals.

richtung Sparbecken — Schleusen-kammer größer als bei der umgekehrten Richtung, weil die Verschlüsse im ersteren Fall langsamer geöffnet werden müssen, um die Trossenkräfte einzuschränken.

Über die Restentleerung der Schleusen-kammer in das Unterwasser sind Modellversuche für die lange Schleuse mit einem Gleitschütz, das einem Hubtor entspricht, und über die Restfüllung aus dem Oberwasser mit einem Zylinderventil von 4,26 m Schachtdurchmesser, das mit einer Energievernichtungseinrichtung verbunden war, gemacht worden (vgl. Abschn. E). Nach diesen Modellversuchen ist bei der Restentleerung in das Unterwasser für die lange Schleuse eine Geschwindigkeit von 0,676 cm/s, für die Restfüllung aus dem Oberwasser eine solche von 0,693 cm/s in Natur zu erwarten, für die kurze Schleuse sind die entsprechenden Geschwindigkeiten 1,01 und 1,04 cm/s. Über die durch zweckmäßige Überschneidungen erreichbare Zeitersparnis bei nur geringer Abnahme der Wasserersparnis ist in [3] berichtet worden.

¹ Eine mathematische Untersuchung des Schwingungsvorganges wird in einer Aachener Dissertation durchgeführt.

Tabelle 3. Zeiten der Ventilbewegungen, Füllhöhen und Füllgeschwindigkeiten bei verschiedenen Abmessungen des Schwungkanals. Betätigung nur eines Sparbeckens.

			Längen des Schwungkanals und Ventilschachtdurchmesser im Naturmaß, Zeiten, Füllhöhen und Füllgeschwindigkeiten im Modellmaß 1 : 24.									
			Lange Schleuse Länge des Schwungkanals in m					Kurze Schleuse Länge des Schwungkanals in m				
			101,24	149,24	197,24	245,24	293,24	101,24	149,24	197,24	245,24	293,24
Ventilschachtdurchmesser 4,26 m												
Fließrichtung Schleusen- in Sparbecken	Ventilöffnen	Sek.	—	21	21	21	21	14	14	14	14	14
	Entleeren	Sek. 1)	—	41	42	43	55	26	28	31	33	33
	Absenkhöhe	cm	—	7,75	7,65	7,8	8,0	7,80	8,30	8,65	8,90	9,00
	Mittl. Absenk- geschwindigkeit	cm/s	—	0,189	0,182	0,1815	0,146	0,300	0,297	0,279	0,270	0,273
Fließrichtung Sparbecken in Schleusen-	Ventilöffnen	Sek.	—	38	38	36	38	29	29	29	29	29
	Füllen	Sek. 1)	—	52	54	53	63	37	40	41	41	40
	Steighöhe	cm	—	7,55	7,75	7,90	8,10	7,60	7,85	8,00	8,35	8,40
	Mittl. Aufstieg- geschwindigkeit	cm/s	—	0,145	0,144	0,149	0,129	0,206	0,197	0,195	0,204	0,210
Ventilschachtdurchmesser 4,76 m												
Fließrichtung Schleusen- in Sparbecken	Ventilöffnen	Sek.	25	25	25	25	—	15 ²⁾	15	15	15	15
	Entleeren	Sek. 1)	39	41	42	43	—	23	26	29	32	31
	Absenkhöhe	cm	7,65	7,95	8,20	8,30	—	7,92	8,35	8,70	9,10	9,20
	Mittl. Absenk- geschwindigkeit	cm/s	0,196	0,194	0,196	0,193	—	0,344	0,321	0,300	0,284	0,297
Fließrichtung Sparbecken in Schleusen-	Ventilöffnen	Sek.	40 ²⁾	40	40	40	—	26	26	26	26	26
	Füllen	Sek. 1)	50	52	53	54	—	34	34	35	36	38
	Steighöhe	cm	7,50	7,80	7,95	8,15	—	7,68	8,25	8,35	8,75	9,00
	Mittl. Aufstieg- geschwindigkeit	cm/s	0,150	0,150	0,150	0,151	—	0,226	0,242	0,239	0,243	0,237
Ventilschachtdurchmesser 5,26 m												
Fließrichtung Schleusen- in Sparbecken	Ventilöffnen	Sek.	27 ²⁾	27	27	27	27	—	—	17 ²⁾	—	—
	Entleeren	Sek. 1)	38	38	39	40	44	—	—	27	—	—
	Absenkhöhe	cm	7,70	8,15	8,40	8,65	8,90	—	—	9,30	—	—
	Mittl. Absenk- geschwindigkeit	cm/s	0,203	0,214	0,216	0,216	0,202	—	—	0,344	—	—
Fließrichtung Sparbecken in Schleusen-	Ventilöffnen	Sek.	42	42	42	42	42	—	—	22	—	—
	Füllen	Sek. 1)	52	52	53	54	57	—	—	33	—	—
	Steighöhe	cm	7,75	7,90	8,15	8,40	8,50	—	—	8,95	—	—
	Mittl. Aufstieg- geschwindigkeit	cm/s	0,149	0,152	0,154	0,155	0,149	—	—	0,272	—	—

1 Einschließlich der Ventilbewegungen. Schließdauer in allen Fällen 7 Sekunden.

2 Die in den umrandeten Feldern angegebenen Abmessungen des Schwungkanals führen zu unzulässigen Trossenkräften.

d) Einfluß auf die Trossenkräfte.

Der Einfluß von Länge und Querschnitt des Schwungkanals auf die Trossenkräfte ist aus Abb. 18 zu ersehen. Bei gleicher Ventilöffnungszeit werden sie mit zunehmender Kanallänge kleiner. Bemerkenswert ist, daß sie bei

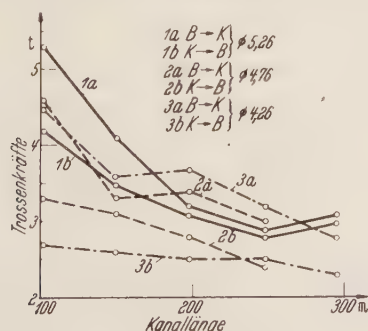


Abb. 18. Trossenkräfte in Abhängigkeit von Länge und Querschnitt des Schwungkanals.

dem engsten Schwungkanal viel langsamer abnehmen als bei dem weitesten Schwungkanal, jedoch sind sie beim engsten von vornherein geringer als beim weiten. Es ergibt sich, daß wegen Einschränkung der Trossenkräfte nicht immer auf einen weiten Schwungkanal, mit dem eine

größere Wasserersparnis und eine kürzere Schleusungsdauer zu erzielen sind, verzichtet zu werden braucht, denn die Trossenkräfte bleiben auch bei diesem in den zulässigen Grenzen, wenn die Kanallänge groß genug gewählt wird.

In Abb. 18 sind aber die Trossenkräfte, die zu den verschiedenen Kanaldurchmessern gehören, nicht unmittelbar zu vergleichen, denn sie hängen auch von den Zeiten des Ventilöffnens ab; diese Zeiten werden, wie vorstehend begründet wurde, bei den verschiedenen gestalteten Schwungkanälen verschieden gewählt, sie mußten aber bei den Vergleichsversuchen für alle zu einem bestimmten Kanalquerschnitt gehörigen Kanallängen gleich bleiben.

In der Tabelle 3 sind diejenigen Fälle, in denen bei der noch möglichen Ausdehnung der Ventilöffnungszeiten keine genügende Einschränkung der Trossenkräfte erzielt werden konnte, durch Umrahmung kenntlich gemacht. Man erkennt, daß die Länge des Schwungkanals auf die Verminderung der Trossenkräfte günstig einwirkt, was sich auch schon aus der Darstellung in Abb. 18 ergibt. Die durch Umrahmung gekennzeichneten Fälle sind praktisch nicht verwendbar. Es zeigt sich, daß für lange Schleusen bei Anwendung von Ventilen mit 4,76 m Schachtdurchmesser der Füllkanal wenigstens 149 m, bei Ventilschachtdurchmesser 5,26 m wenigstens 197 m lang sein muß. Für

die kurze Schleuse scheidet der Ventilschachtdurchmesser 5,26 m bei den mit ihm für diese Schleuse untersuchten Kanallängen bis 197 m als zu groß aus, während der Durchmesser 4,76 m anwendbar ist. Ventile von 4,26 m Durchmesser können für lange und kurze Schleusen schon bei rund 100 m langen Schwingkanälen benutzt werden. Diese Beschränkung der Ventilschachtdurchmesser gilt im vollen Maße nur für das unterste Sparbecken; bei den höher liegenden sind die Trossenkräfte geringer, weil bei ihrer Betätigung schon ein höheres Wasserpolster unter dem Schiffsboden vorhanden ist.

e) Einfluß vergrößerter Sparbecken.

Bei allen vorstehend beschriebenen Untersuchungen war das Grundflächenverhältnis Sparbecken : Schleusenkammer = $m = 1,0$. Zur Ermittlung des Einflusses größerer Werte von m sind Versuche mit den Werten 1,5, 1,79 und 1,90 ausgeführt worden, und zwar mit den Modellen 1:50 und 1:24. Das erstere stellte eine lange, das letztere eine kurze Schleuse dar; bei den Versuchen mit dem letzteren betrug die nutzbare Kammerlänge 115 m bei $m = 1,0$ und 1,9 und 124,84 m bei $m = 1,79$.

Die wichtigsten Angaben über Überspiegelungen, Schwingungsdauer, Füll- und Entleerungszeiten für ver-

Wasserersparnis im Vergleich zu gewöhnlichen Sparschleusen nicht vermindert, sondern vielmehr erhöht, wie sich aus folgender Betrachtung ergibt.

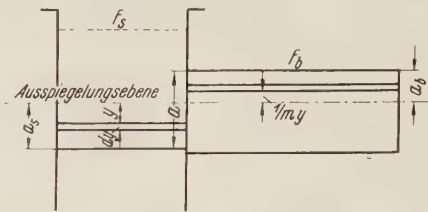


Abb. 19. Wertigkeit der Überspiegelung im Falle $m > 1$.

Gemäß Abb. 19 liege von der Gesamtüberspiegelung a der Teil a_s unter und der Teil a_b über der Ausspiegelungsebene; es ist also $a_b = \frac{1}{m} a_s$. Eine dünne Wasserschicht dy , die sich in der Schleusenkammer in der Tiefe y unter der Ausspiegelungsebene befindet, erfordert zur Überführung in das Sparbecken die Arbeit

$$dA = F_s \cdot dy \left(y + \frac{1}{m} y \right) = \left(1 + \frac{1}{m} \right) F_s \cdot y \, dy.$$

Also ist die Gesamtarbeit bei der Spiegelsenkung von $y = 0$ bis $y = a_s$

$$A = \left(1 + \frac{1}{m} \right) F_s \cdot \int_0^{a_s} y \, dy = \left(1 + \frac{1}{m} \right) F_s \cdot \frac{a_s^2}{2}$$

$$a_s + \frac{1}{m} \cdot a_s = a, \text{ also } a_s = \frac{a}{1 + \frac{1}{m}}.$$

$$\text{Daher ist } A = \frac{F_s \cdot a^2}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{m}}. \quad (4)$$

$$\text{Für } m = 1,0 \text{ wird } A = \frac{1}{4} F_s a^2 = 0,25 F_s a^2$$

$$„ \quad m = 1,5 „ \quad A = \frac{1}{3,334} F_s a^2 = 0,30 F_s a^2$$

$$„ \quad m = 2,0 „ \quad A = \frac{1}{3} F_s a^2 = 0,333 F_s a^2$$

$$„ \quad m = \infty „ \quad A = \frac{1}{2} F_s a^2 = 0,50 F_s a^2.$$

Die Verminderung der Überspiegelung wird also durch Wahl von $m > 1$ durch ihre höhere Wertigkeit mehr als ausgeglichen; denn wenn die Überspiegelung z. B. bei $m = 1,5$ nur das 0,85fache ihrer Größe bei $m = 1,0$ beträgt, so ist dennoch der Energiegewinn, also auch die Wasserersparnis, das $0,85 \cdot \frac{30}{25} = 1,02$ fache, bei $m = 2,0$ das

$0,85 \cdot \frac{33,3}{25} = 1,13$ fache, des Betrages bei $m = 1,0$. Durch die Verlängerung der Füllzeit für 1 Sparbecken wird auch bei $m > 1$ die gesamte Schleusungszeit nicht verlängert, weil mit einer Sparbeckenfüllung und Entleerung mehr Wasser aus der Schleusenkammer gespeichert oder in die Schleusenkammer zurückgegeben wird als bei $m = 1$.

H. Vorausberechnung der Betriebsvorgänge bei Schwungschleusen verschiedener Anordnung.

Aus den im Abschn. G beschriebenen Sonderversuchen läßt sich vorausberechnen, welche Wasserersparnisse und Füllzeiten bei Schwungschleusen mit 12 m Nutzbreite, 225 oder 115 m Nutzlänge (bezeichnet als lange und kurze Schleusen), aber sonst verschiedener Anordnung, zu erwarten sind. Als Grundlagen dienen die aus Abb. 15 und 17 und den Tabellen 3 und 4 zu entnehmenden Angaben.

Tabelle 4. Einfluß des Grundflächenverhältnisses m auf die Überspiegelungen und die Füllzeiten.

Länge des Schwung- kanals m	Überspiegelungen a + b m		Füll- und Entleerungs- zeiten für 1 Sparbecken (gemittelt) Sek.			
	1. Versuche mit dem Modell 1:50 lange Schleuse					
	m = 1,0	m = 1,5	m = 1,0	m = 1,5		
L = 52,0	0,680 (Verhältnis 0,78)	0,530	135,0 (Verhältnis 1,05)	141,2		
L = 67,5	0,945 (Verhältnis 0,88)	0 830	133,0 (Verhältnis 1,06)	142,0		
L = 175,0	1,325 (Verhältnis 0,92)	1,215	173,0	—		
	2. Versuche mit dem Modell 1:24 kurze Schleuse					
	m = 1,0	m = 1,79	m = 1,90	m = 1,0	m = 1,79	m = 1,90
L = 176,36	2,303	1,92 (Verhält- nis 0,83)	2,23 (Verhält- nis 0,97	122	151 ¹⁾ (Verhält- nis 1,24)	140 (Verhält- nis 1,15)
L = 276,54	2,950	2,65 (Verhält- nis 0,90)	2,64 (Verhält- nis 0,895)	147	188,0 ¹⁾ (Verhält- nis 1,24)	172 (Verhält- nis 1,17)

schiedene Werte von m sind in der Tabelle 4 angegeben; die entsprechenden Werte für $m = 1,0$ sind zum Vergleich mit aufgeführt.

Es zeigt sich, daß die Überspiegelungen bei größeren Werten m abnehmen, während die Füll- und Entleerungszeiten zunehmen. Die an den beiden Modellen gewonnenen Versuchsergebnisse lassen sich nicht genau vergleichen, weil die Grundflächen der Schleusenkammern verschieden waren, man erkennt aber, daß das Verhältnis der Überspiegelungen für $m = 1,5$ bis 1,9 zu denjenigen bei $m = 1,0$ etwa 0,8 bis 0,9 beträgt. Die Füll- und Entleerungszeiten für ein Sparbecken nehmen zu mit dem Wert m und mit der Kanallänge, bei allen m -Werten etwa im gleichen Verhältnis.

Trotz der Verminderung der Überspiegelung wird aber die durch Ausnutzung der Schwingungsenergie erzielte

¹⁾ Vergrößerungen gegenüber $m = 1,90$, weil die Grundfläche der Schleusenkammer um 120 m² größer ist.

Wenn die Überspiegelungen bei allen Sparbecken die gleichen wären, ließe sich die Wasserersparnis nach den Formeln in [3], Abschn. A, ermitteln. Da aber die Längen des Schwungkanals und damit auch der Überspiegelungen je nach der Grundrißanordnung der Sparbecken

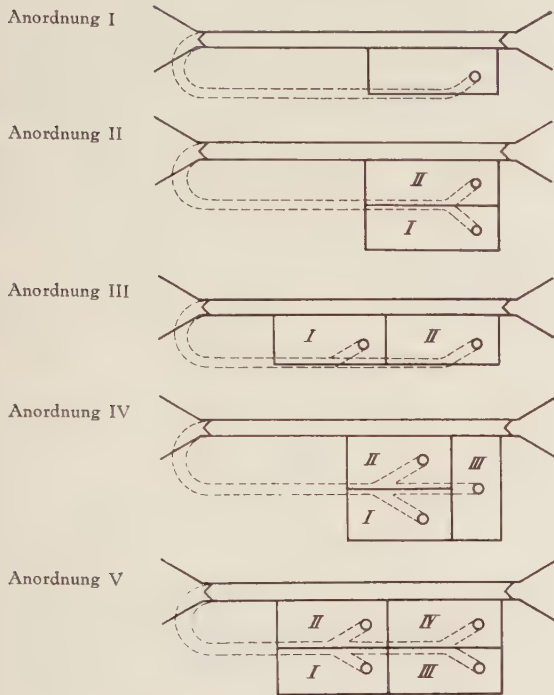


Abb. 20. Grundrißanordnungen für Schwungschleusen.

sehr ungleich sein können, muß die Berechnung erweitert werden.

Die wichtigsten Grundrißanordnungen für Sparschleusen, die als Schwungschleusen mit 1, 2, 3 oder 4 Sparbecken ausgebildet werden können, sind in Abb. 20 dargestellt.

Für diese Anordnungen gestalten sich die Berechnungen wie folgt.

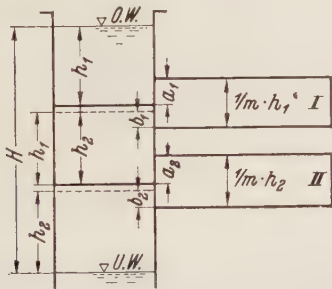


Abb. 21. Höhenlagen bei einer Schwungschleuse mit 2 Sparbecken.

Zu I. Es gelten die Formeln (Abschn. A von [3])

$$h = \frac{H + a + b}{n + 1 + \frac{1}{m}}; \quad E = \frac{n h}{H}. \quad (5)$$

H = Schleusengefälle,
 a u. b = Überspiegelungen beim Füllen und Entleeren der Sparbecken,

n = Anzahl der Sparbecken,

m = Grundflächenverhältnis Sparbecken : Schleusen-kammer,

E = Wasserersparnis.

Hier ist $n = 1$, also $h = \frac{H + a + b}{2 + \frac{1}{m}}; \quad E = \frac{h}{H}.$ (6)

Zu II. Es gelten die gleichen Formeln mit $n = 2$,

$$\text{also } h = \frac{H + a + b}{3 + \frac{1}{m}}; \quad E = \frac{2h}{H}. \quad (7)$$

Zu III. Nach Abb. 21, die die Höhenlagen der Schleusen-kammer und der Sparbecken im Querschnitt darstellt, sind

h_1 die Höhe der Wasserschicht, die aus der Schleusen-kammer in das Sparbecken I und umgekehrt gelangt,

h_2 desgl. bei Sparbecken II,

a_1 die Überspiegelung bei der Strömung aus Schleusen-kammer in Sparbecken I,

a_2 desgl. bei Sparbecken II,

b_1 und b_2 die Überspiegelungen bei der Strömung aus den Sparbecken in die Schleusen-kammer.

Es ist: $h_1 + 2 h_2 + \frac{1}{m} h_2 - (a_2 + b_2) = H,$

$h_2 + 2 h_1 + \frac{1}{m} h_1 - (a_1 + b_1) = H,$ und daraus

$$h_2 = \frac{\left(1 + \frac{1}{m}\right) H + \left(2 + \frac{1}{m}\right) (a_2 + b_2) - (a_1 + b_1)}{\left(2 + \frac{1}{m}\right)^2 - 1}, \quad (8)$$

$$h_1 = \frac{\left(1 + \frac{1}{m}\right) H + \left(2 + \frac{1}{m}\right) (a_1 + b_1) - (a_2 + b_2)}{\left(2 + \frac{1}{m}\right)^2 - 1}. \quad (9)$$

Die Wasserersparnis ist: $E = \frac{h_1 + h_2}{H}. \quad (10)$

Zu IV. Die Bezeichnungen, die dem Fall III sinngemäß entsprechen, sind aus Abb. 22 zu ersehen. Für die Sparbecken I und II hat der Schwungkanal die gleiche Länge, also sind auch Füllhöhen und Überspiegelungen gleich; für diese sind deshalb die gleichen Bezeichnungen h_1, a_1, b_1 gewählt.

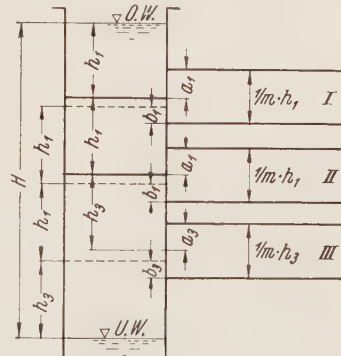


Abb. 22. Höhenlagen bei einer Schwungschleuse mit 3 Sparbecken.

Es ist: $2 h_1 + 2 h_3 + \frac{1}{m} h_3 - (a_3 + b_3) = H,$

$$h_3 + 3 h_1 + \frac{1}{m} h_1 - (a_1 + b_1) = H,$$

woraus sich ergibt

$$h_3 = \frac{\left(1 + \frac{1}{m}\right) H + \left(3 + \frac{1}{m}\right) (a_3 + b_3) - 2 (a_1 + b_1)}{\left(2 + \frac{1}{m}\right)^2 + \frac{1}{m}}, \quad (11)$$

$$h_1 = \frac{\left(1 + \frac{1}{m}\right) H - (a_3 + b_3) + \left(2 + \frac{1}{m}\right) (a_1 + b_1)}{\left(2 + \frac{1}{m}\right)^2 + \frac{1}{m}}, \quad (12)$$

Die Wasserersparnis ist:

$$E = \frac{2 h_1 + h_3}{H}. \quad (13)$$

Zu V. Die Bezeichnungen, die den Fällen III und IV sinngemäß entsprechen, sind aus Abb. 23 zu ersehen. Für die Sparbecken I und II hat der Schwungkanal die gleiche Länge, ebenfalls für die Sparbecken III und IV. Deshalb sind bei I und II die einheitlichen Bezeichnungen h_1 , a_1 , b_1 und bei III und IV h_3 , a_3 , b_3 für die gleichen Füllhöhen und Überspiegelungen gewählt.

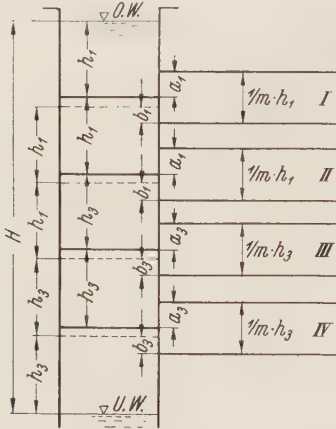


Abb. 23. Höhenlagen bei einer Schwingenschleuse mit 4 Sparbecken.

Es ist:

$$2h_1 + 3h_3 + \frac{1}{m}h_3 - (a_3 + b_3) = H,$$

$$2h_3 + 3h_1 + \frac{1}{m}h_1 - (a_1 + b_1) = H.$$

Daraus ergibt sich

$$h_3 = \frac{\left(1 + \frac{1}{m}\right)H + \left(3 + \frac{1}{m}\right)(a_3 + b_3) - 2(a_1 + b_1)}{\left(5 + \frac{1}{m}\right)\left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (14)$$

$$h_1 = \frac{\left(1 + \frac{1}{m}\right)H + \left(3 + \frac{1}{m}\right)(a_1 + b_1) - 2(a_3 + b_3)}{\left(5 + \frac{1}{m}\right)\left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (15)$$

Wasserersparnis:

$$E = \frac{2h_1 + 2h_3}{H} \quad (16)$$

Mit den vorstehenden Formeln lassen sich die Füllhöhen der einzelnen Sparbecken und die Wasserersparnis E aus den Überspiegelungen a und b berechnen; die letzteren hängen von der Gestaltung des Schwungkanals und von den Anfangsdruckhöhen beim Füllen und Entleeren der Sparbecken ab. Die Länge des Schwungkanals ist durch die geometrische Anordnung von Schleusen-kammer und Sparbecken bedingt, der Kanalquerschnitt, der zweckmäßig 5 % größer zu wählen ist als der Querschnitt des Ventilschachtes, ist nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu bemessen, doch darf mit Rücksicht auf die Begrenzung der Trossenkräfte eine aus Tabelle 3 zu ersehende Größtweite nicht überschritten werden. Die zu verschiedenen Kanallängen und Ventilschachtdurchmessern gehörigen nutzbaren Überspiegelungen a und b können aus Abb. 15 abgegriffen und, falls $m > 1$, durch Multiplikation mit den in Tabelle 4 angegebenen Verhältniszahlen berichtigt werden. Mittels der Angaben in der Tabelle 3 über die zu den verschiedenen Abmessungen des Schwungkanals gehörigen Absenk- und Aufstiegsgeschwindigkeiten können dann aus den Füllhöhen auch die Füll- und Entleerungszeiten für die einzelnen Sparbecken, also auch für die vollständigen Schleusungen, gefunden werden.

Als Beispiel einer Berechnung sei eine Schleuse von 225 m Nutzlänge und 12 m Nutzbreite nach der vorstehend angegebenen Anordnung V mit $H = 10,15$ m Gefälle und mit $n = 4$ Sparbecken mit dem Grundflächenverhältnis $m = 1,9$ gewählt. Für die Sparbecken I und II sei die Länge

des Schwungkanals $L_I = 210,62$ m; für die Sparbecken III und IV sei $L_{II} = 289,22$ m. Der Ventilschachtdurchmesser sei $d = 4,76$ m, dann ist der Querschnitt des Ventilschachtes $17,80$ m² und der Querschnitt des Schwungkanals (mit 5 % Zuschlag) $18,68$ m².

Die nutzbaren Überspiegelungen betragen nach Abb. 15 für den Ventilschachtdurchmesser $d = 4,76$ m

für die Sparbecken I und II (210,62 m Länge des Schwungkanals) $a_1 = 0,845$ m, $b_1 = 0,745$ m,

für die Sparbecken III und IV (289,22 m Länge des Schwungkanals) $a_3 = 0,945$ m, $b_3 = 0,897$ m.

Mit Berücksichtigung der in Tabelle 4 angegebenen Ermäßigung infolge $m = 1,9$ wird $(a_1 + b_1) \cdot 0,85 = 1,351$ m, $(a_3 + b_3) \cdot 0,85 = 1,565$ m.

Nach den Formeln Gl. (14) bis (16) ergibt sich

$$h_1 = \frac{\left(1 + \frac{1}{1,9}\right) \cdot 10,15 + \left(3 + \frac{1}{1,9}\right) \cdot 1,351 - 2 \cdot 1,565}{\left(5 + \frac{1}{1,9}\right) \left(1 + \frac{1}{1,9}\right)} = 2,03 \text{ m,}$$

$$h_3 = \frac{\left(1 + \frac{1}{1,9}\right) \cdot 10,15 + \left(3 + \frac{1}{1,9}\right) \cdot 1,565 - 2 \cdot 1,351}{\left(5 + \frac{1}{1,9}\right) \left(1 + \frac{1}{1,9}\right)} = 2,17 \text{ m.}$$

Wasserersparnis:

$$E = \frac{2 \cdot 2,03 + 2 \cdot 2,17}{10,15} = 0,828 \text{ oder } 82,8 \%,$$

Wählt man einen Kanalquerschnitt, der dem Ventilschachtdurchmesser von 5,26 m entspricht, so ergibt eine gleichartige Berechnung 86,5 % Wasserersparnis. Eine gewöhnliche Sparschleuse mit gleichen Sparbeckenabmessungen bei voller Ausspiegelung würde nur $\frac{4}{4+1+\frac{1}{1,9}} = 0,723$ oder 72,3 % Wasserersparnis erreichen.

Die Zeit des Entleerens der Schleusen-kammer ergibt sich wie folgt. Die Höhe der Wassersicht, die in die Sparbecken geht, ist

$$2(2,03 + 2,17) = 8,40 \text{ m} = 840 \text{ cm.}$$

Absenkgeschwindigkeit nach Tabelle 3 bei den Längen des Schwungkanals 210,62 m und 289,22 m, durchschnittlich 0,193 cm/s im Modell oder $0,193 \sqrt{24} = 0,945$ cm/s in Natur. Absenkdauer $840 : 0,945 = 890$ Sek.

Nach Tabelle 4 ist diese Zeit zu verlängern (weil $m = 1,9$) auf $1,16 \cdot 890 = 1035$ Sek.

Ausströmung in das Unterwasser mit Absenkgeschwindigkeit 0,676 cm/s (vgl. Abschn. G, c) Schichthöhe $10,15 - 8,40 = 1,75$ m = 175 cm $175 : 0,676 = 259$ Sek.

Entleerungszeit 1294 Sek. oder 21,6 Min.

Zeit des Füllens.

Aufstiegsgeschwindigkeit nach Tabelle 3 bei 210,62 und 289,22 m Länge des Schwungkanals durchschnittlich 0,150 cm/s im Modell, entsprechend 0,735 m/s in Natur. Aufstiegsdauer $840 : 0,735 = 1140$ Sek.

Nach Tabelle 4 ist diese Zeit zu verlängern auf $1,16 \cdot 1140 = 1325$ Sek.

Einströmung aus dem Oberwasser mit Aufstiegs-geschwindigkeit 0,693 cm/s (vgl. Abschn. G, c); Schichthöhe 1,75 m = 175 cm $175 : 0,693 = 245$ Sek.

Füllzeit 1570 Sek. oder 26,1 Min.

Bei den gewählten Kanalabmessungen und Füllgeschwindigkeiten, die den Angaben in den nicht umrahmten Feldern der Tabelle 1 entsprechen, bleiben die Trossenkräfte innerhalb der zulässigen Grenzen.

Um eine Vorstellung von den Betriebsvorgängen bei anderen Schwungschleusen und von dem Einfluß der Weite

des Schwungkanals zu vermitteln, sind in der Tabelle 5 die in gleicher Weise berechneten Werte betreffs Wasserersparnis, Füllzeit und Entleerungszeit für eine lange und eine kurze Schleuse mit 2 Sparbecken und 6,20 m Gefälle angegeben, und zwar mit den Ventilschachtdurchmessern 4,26 m, 4,76 m und 5,26 m und mit $m = 1,0$ und $m = 1,9$.

Bei der kurzen Schleuse mit 176,36/276,54 m Schwungkanal kann der Ventildurchmesser 5,26 m, bei der kurzen Schleuse mit 114,18/159,18 m langem Schwungkanal kann auch der Ventildurchmesser 4,76 m nicht mehr verwendet

Entleerungszeiten sind etwas kürzer und die Wasserersparnisse etwas größer, weil die Ventilbewegungen bei den vollständigen Schleusungen besser an den Einzelfall angepaßt werden konnten als bei den vergleichenden Versuchen zur Ermittlung der Grundlagen für die Vorausberechnung.

Die Vorversuche sind in ihren Anfängen von der Gesellschaft von Freunden der Aachener Hochschule unterstützt worden. Seit 1938 wurden die erforderlichen Mittel von der früheren Reichswasserstraßenverwaltung gewährt.

Tabelle 5.

Nr.	Art der Schleuse	Ventilschacht-Dmr. in m	Füllzeit	Entleerungszeit	Wasserersparnis der Schwungschleuse	Wasserersparnis einer gewöhl. Sparschleuse
1	Lange Schleuse, 6,2 m Gefälle, 2 Sparbecken $m = 1,0$, $L_I = 176,36$ m $L_{II} = 276,54$ m	4,26	897 Sek. oder 15,0 Min.	810 Sek. oder 13,5 Min.	60,2 %	50,0 %
2	desgleichen	4,76	865 Sek. oder 14,4 Min.	751 Sek. oder 12,5 Min.	63,2 %	50,0 %
3	desgleichen	5,26	850 Sek. oder 14,2 Min.	710 Sek. oder 11,8 Min.	65,1 %	50,0 %
4	Lange Schleuse, 6,2 m Gefälle, 2 Sparbecken $m = 1,9$, $L_I = 176,36$ m $L_{II} = 276,54$ m	4,26	802 Sek. oder 13,4 Min.	706 Sek. oder 11,8 Min.	66,4 %	56,6 %
5	desgleichen	4,76	779 Sek. oder 13,0 Min.	673 Sek. oder 11,2 Min.	69,4 %	56,6 %
6	desgleichen	5,25	762 Sek. oder 12,7 Min.	622 Sek. oder 10,4 Min.	71,2 %	56,6 %
7	Kurze Schleuse, 6,2 m Gefälle, 2 Sparbecken $m = 1,0$, $L_I = 114,18$ m $L_{II} = 159,18$ m	4,26	612 Sek. oder 10,3 Min.	501 Sek. oder 8,35 Min.	61,7 %	50,0 %
8	Kurze Schleuse, 6,2 m Gefälle, 2 Sparbecken $m = 1,9$, $L_I = 176,36$ m $L_{II} = 276,54$ m	4,26	690 Sek. oder 11,5 Min.	545 Sek. oder 9,1 Min.	72,3 %	56,6 %
9	desgleichen	4,76	597 Sek. oder 9,95 Min.	516 Sek. oder 8,6 Min.	75,4 %	56,6 %

werden, weil dabei nach Tabelle 3 zu große Trossenkräfte entstehen würden. Durch zweckmäßige Überschneidungen der Ventilöffnungszeiten können die Füll- und Entleerungszeiten bei Schleusen mit 2 Sparbecken um 2 bis 4 Minuten, bei Schleusen mit 4 Sparbecken um 5 bis 8 Minuten verkürzt werden, dabei wird die Wasserersparnis in beiden Fällen um 1,5 bis 2 % geringer.

Die Übereinstimmung der Vorausberechnungen mit den Vorgängen bei vollständigen Schleusungen konnte durch Versuche an den vorhandenen Modellen der in Tabelle 5 aufgeführten Schleusen Nr. 2 und 9 nachgeprüft werden. Dabei ergeben sich

bei Nr. 2: Füllzeit 835 Sek., Entleerungszeit 730 Sek., Wasserersparnis 64,4 %,

bei Nr. 9: Füllzeit 539 Sek., Entleerungszeit 495 Sek., Wasserersparnis 77 %.

Diese Werte stimmen mit den vorausberechneten Angaben der Tabelle 5 annähernd überein; die Füll- und

in dankenswerter Weise gefördert wurden die Untersuchungen von den Herren Ministerialdirektor Gähns und Ministerialrat Gaye und den Herren Wasserstraßendirektor Garbe, Oberregierungs- und Baurat Baertz und Oberregierungs- und Baurat Vollmer. Besonderen Dank schuldet der Verfasser dem Letztbenannten für seine persönliche Mitarbeit; er hat alle Einzelheiten der Versuche und Berechnungen geprüft, ihm sind zahlreiche Anregungen und Verbesserungen zu verdanken, auch hat er mehrere zunächst unverständliche Erscheinungen zuerst richtig gedeutet.

Literatur.

1. H. Proetel: Versuche über die Ausnutzung der Strömungsenergie zur Steigerung der Wasserersparnis bei Schiffahrtsschleusen. Zentrabl. der Bauverwaltung 5 (1938) S. 827.
2. Proetel: Das Problem der Wasserersparnis bei Schiffahrtsschleusen. Jahrbuch der Technischen Hochschule Aachen 1941, S. 178.
3. Proetel: Modellversuche und Planungen für die Ausbildung der Schwungschleusen. Die Bautechnik 25 (1948) S. 3.

Der Einfluß der Torsionssteifigkeit der aussteifenden Träger auf die Stabilität der Hängebrücken.

Von Prof. Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. F. Dischinger, Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 5 und Schluß.)

V. Die Ermittlung der Torsionssteifigkeit GJ_T der geschlossenen Hohlkästen bei Berücksichtigung der Zwischenstege.

Vielfach wird die Ansicht vertreten, daß die Zwischenstege ohne wesentlichen Einfluß auf die Steifigkeit J_T und die Größe der Schubspannungen sind. Das ist annähernd richtig bei nur zwei Zwischenstegen, bei einer größeren Anzahl von Stegen ist dagegen der Einfluß ganz erheblich. Die Steifigkeiten J_T werden wesentlich vergrößert zugleich wachsen aber auch die maximalen Schubspannungen.

Aus dem Membrangleichnis folgt, daß hierbei das Drehmoment bei symmetrischer Querschnittsbildung entsprechend Abb. 8 durch eine Anzahl von Schubflüssen T_1, T_2 usw. aufgenommen wird, denen die umflossenen Flächen F_1, F_2, F_3 usw. entsprechen. Die Elasti-

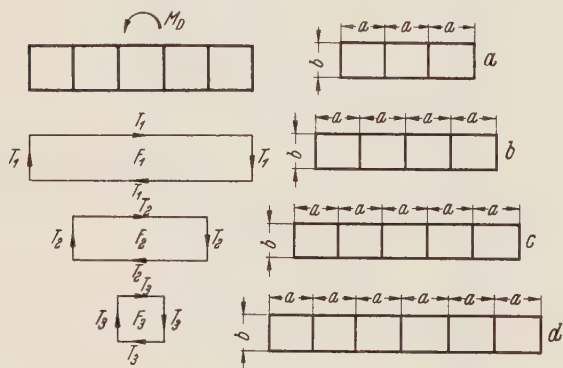


Abb. 8.

zitätsgleichungen zur Bestimmung der einzelnen Schubflüsse ergeben sich aus dem Bredtschen Satz, der an die Stelle der Verträglichkeitsbedingungen tritt. Wir führen folgende Abkürzungen ein:

Für die Umlaufintegrale der einzelnen Ringe mit den Flächen F_1, F_2, F_3 usw., deren veränderliche Wandstärke mit t bezeichnet wird, schreiben wir

$$\oint_1 \frac{ds}{t} = u_1; \quad \oint_2 \frac{ds}{t} = u_2; \quad \oint_3 \frac{ds}{t} = u_3 \quad \text{usw.}$$

Bei den zugehörigen Linienintegralen, die nur die Flansche bei Wegfall der Stege enthalten, führen wir

$$\int_1 \frac{ds}{t} = s_1; \quad \int_2 \frac{ds}{t} = s_2; \quad \int_3 \frac{ds}{t} = s_3 \quad \text{usw.}$$

ein. Bei Beschränkung auf symmetrische Querschnitte erhalten wir z. B. für 4 oder 5 Zwischenstege drei unbekannte Schubflüsse T_1, T_2 und T_3 und die Elastizitätsgleichungen:

$$\left. \begin{aligned} T_1 u_1 + T_2 s_2 + T_3 s_3 &= F_1 \cdot 2 G \vartheta, \\ T_1 s_2 + T_2 u_2 + T_3 s_3 &= F_2 \cdot 2 G \vartheta, \\ T_1 s_3 + T_2 s_2 + T_3 u_3 &= F_3 \cdot 2 G \vartheta. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Hieraus folgen nach Ausschaltung der Konstanten $F \cdot 2 G \vartheta$ Gleichungen zwischen T_1, T_2, T_3 , mit deren Hilfe wir T_2 und T_3 als Funktion von T_1 ausdrücken können. Als dann schreiben wir das Drehmoment als Funktion der Schubflüsse:

$$M_D = 2 (T_1 F_1 + T_2 F_2 + T_3 F_3) = 2 T_1 F_1 \varrho. \quad (4a)$$

Der Faktor ϱ gibt an, in welchem Ausmaß das zulässige Drehmoment durch die Berücksichtigung der Zwischenstege angewachsen ist. Da die Torsionssteifigkeit bei gegebenem

Winkel ϑ proportional ist dem Drehmoment M_D , beträgt

$$J_T = J_{T_1} \varrho, \quad \text{wobei} \quad J_{T_1} = \frac{4 F_1^2}{\oint \frac{ds}{t}} = \frac{4 F_1^2}{u_1}$$

nach (2 c) der Wert bei Wegfall der Zwischenstege ist. Die Schubspannungen folgen aus

$$\tau = \frac{\Sigma T}{t}. \quad (4b)$$

Sie sind im allgemeinen am größten in den Flanschen der mittleren Zelle.

Damit ist die Aufgabe für den im Bauwesen wichtigsten Fall des symmetrischen Querschnitts gelöst. Bei den unsymmetrischen Querschnitten muß man den Bredtschen Ansatz für jede Einzelzelle aufstellen. Bei n Zwischenstegen ergeben sich demnach $n+1$ Gleichungen, mittels derer die statisch unbestimmten Schubflüsse der Stege und der unbekannte Verdrillungswinkel ermittelt werden können [2].

Wir wollen die obigen Gleichungen zunächst auf die üblichen rechteckigen Brückenhohlquerschnitte anwenden, um einen Überblick über den Einfluß der Zwischenstege zu erhalten.

1. Beispiel. Querschnitt mit zwei Zwischenstegen, Abb. 8a. Die Stege haben die Höhe b und die Wandstärke t_b , die einzelnen Flanschen die Breite a und die Wandstärke t_a . Damit sind

$$\begin{aligned} u_1 &= \frac{6a}{t_a} + \frac{2b}{t_b}; & u_2 &= \frac{2a}{t_a} + \frac{2b}{t_b}; \\ s_1 &= \frac{6a}{t_a}; & s_2 &= \frac{2a}{t_a}. \end{aligned}$$

Mit der Abkürzung $\beta = \frac{b}{a} \frac{t_a}{t_b}$ erhalten wir aus Gl. (4) die

beiden Bestimmungsgleichungen

$$T_1 (6 + 2\beta) + T_2 \cdot 2 = F_1 \cdot 2 G \vartheta \frac{t_a}{a}; \quad F_1 = 3ab;$$

$$T_1 \cdot 2 + T_2 (2 + 2\beta) = F_2 \cdot 2 G \vartheta \frac{t_a}{a}; \quad F_2 = ab.$$

Daraus entsteht

$$T_2 = T_1 \frac{\beta}{2 + 3\beta}.$$

Das Torsionsmoment beträgt

$$\begin{aligned} M_D &= T_1 \cdot 2 F_1 + T_2 \cdot 2 F_2 = T_1 \cdot 6ab + T_1 \frac{\beta}{2 + 3\beta} 2ab \\ &= T_1 \cdot 6ab \left[1 + \frac{\beta}{6 + 9\beta} \right] = T_1 \cdot 6ab \varrho. \end{aligned}$$

Der Faktor ϱ kennzeichnet das Ansteigen des „Trägheitsmomentes“ durch die Zwischenstege

$$J_T = J_{T_1} \varrho; \quad \varrho = 1 + \frac{\beta}{6 + 9\beta}; \quad J_{T_1} = \frac{4 F_1^2}{\oint \frac{ds}{t}} = \frac{4 F_1^2}{u_1}. \quad (4c)$$

Hierbei ist J_{T_1} der Wert ohne Zwischenstege und $J_T = J_{T_1} \varrho$ das Trägheitsmoment bei Berücksichtigung der Zwischenstege.

$$\text{Für } t_a = t_b \text{ und } a = b \text{ ist } \beta = 1 \text{ und } \varrho = \frac{16}{15} = 1,067,$$

$$\text{für } \beta = 2 \text{ ist } \varrho = \frac{13}{12} = 1,083.$$

2. Beispiel. Drei Zwischenstege nach Abb. 8 b. Hier ist der mittlere Steg unwirksam. Die Elastizitätsgleichungen lauten

$$T_1(8 + 2\beta) + T_2 \cdot 4 = F_1 \cdot 2G\vartheta \frac{t_a}{a}; \quad F_1 = 4ab;$$

$$T_1 \cdot 4 + T_2(4 + 2\beta) = F_2 \cdot 2G\vartheta \frac{t_a}{a}; \quad F_2 = 2ab.$$

Hieraus folgt

$$T_2 = T_1 \frac{\beta}{2(1+\beta)}.$$

Damit ergibt sich die Größe des Drehmomentes zu

$$\begin{aligned} M_D &= T_1 \cdot 2F_1 + T_2 \cdot 2F_2 = T_1 \cdot 8ab + T_1 \frac{\beta}{2(1+\beta)} 4ab \\ &= T_1 \cdot 8ab \left[1 + \frac{\beta}{4(1+\beta)} \right] = T_1 \cdot 12ab\varrho. \end{aligned}$$

Das Trägheitsmoment erhöht sich auf

$$J_T = J_{T1}\varrho; \quad \varrho = 1 + \frac{\beta}{4(1+\beta)}; \quad J_{T1} = \frac{4F_1^2}{\phi \frac{ds}{t}} = \frac{4F_1^2}{u_1}. \quad (4d)$$

Der Faktor ϱ ist

$$\varrho = \frac{9}{8} = 1,111 \quad \text{bei } \beta = 1,$$

$$\varrho = \frac{7}{6} = 1,167 \quad \text{bei } \beta = 2.$$

3. Beispiel. Vier Zwischenstege nach Abb. 8 c. Aus den Gleichungen

$$T_1(10 + 2\beta) + T_2 \cdot 6 + T_3 \cdot 2 = F_1 \cdot 2G\vartheta \frac{t_a}{a} \quad \text{mit } F_1 = 5ab,$$

$$T_1 \cdot 6 + T_2(6 + 2\beta) + T_3 \cdot 2 = F_2 \cdot 2G\vartheta \frac{t_a}{a} \quad \text{mit } F_2 = 3ab,$$

$$T_1 \cdot 2 + T_2 \cdot 2 + T_3(2 + 2\beta) = F_3 \cdot 2G\vartheta \frac{t_a}{a} \quad \text{mit } F_3 = ab$$

folgt

$$T_3 = T_2 \frac{\beta}{2+3\beta} = T_1 \frac{\beta^2}{4+10\beta+\beta^2},$$

$$T_2 = T_1 \frac{\beta(2+3\beta)}{4+10\beta+5\beta^2}.$$

Damit ergibt sich das Drehmoment zu

$$\begin{aligned} M_D &= T_1 \cdot 2F_1 + T_2 \cdot 2F_2 + T_3 \cdot 2F_3 \\ &= T_1 \left[10ab + 6ab \frac{\beta(2+3\beta)}{4+10\beta+5\beta^2} + 2ab \frac{\beta^2}{4+10\beta+\beta^2} \right] \end{aligned}$$

$$M_D = T_1 \cdot 10ab$$

$$\cdot \left\{ 1 + \frac{1}{4+10\beta+5\beta^2} \left[\frac{3}{5} (2\beta+3\beta^2) + \beta^2/5 \right] \right\} = T_1 \cdot 10ab\varrho.$$

Das gesamte Trägheitsmoment ist dann

$$J_T = J_{T1}\varrho; \quad \varrho = 1 + \frac{1}{4+10\beta+5\beta^2} \left[\frac{3}{5} (2\beta+3\beta^2) + \beta^2/5 \right] \quad (4e)$$

und der Faktor ϱ

$$\begin{aligned} \varrho &= 1 + \frac{1}{19} (3 + 1/5) = \frac{1}{95} (95 + 15 + 1) \\ &= \frac{111}{95} = 1,168 \quad \text{bei } \beta = 1, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varrho &= 1 + \frac{1}{44} (48/5 + 4/5) = \frac{1}{55} (55 + 12 + 1) \\ &= \frac{68}{55} = 1,237 \quad \text{bei } \beta = 2. \end{aligned}$$

Die Zahlen 95, 15, 1 bzw. 55, 12, 1 kennzeichnen den Beitrag der einzelnen Schubflüsse zu dem Gesamtträgheitsmoment. Sie zeigen, daß der innere Ring nur geringe Bedeutung hat, so daß wir den Fall von 6 Zwischenstegen nicht mehr zu untersuchen brauchen. Wir wollen aber die Untersuchung noch auf 5 Zwischenstege ausdehnen, weil hierbei der innere Schubfluß die Breite 2a hat bzw. die Fläche 2ab umfließt.

4. Beispiel. 5 Zwischenstege nach Abb. 8 d. Die Elastizitätsgleichungen lauten

$$T_1(12 + 2\beta) + T_2 \cdot 8 + T_3 \cdot 4 = F_1 \cdot 2G\vartheta \frac{t_a}{a}; \quad F_1 = 6ab;$$

$$T_1 \cdot 8 + T_2(8 + 2\beta) + T_3 \cdot 4 = F_2 \cdot 2G\vartheta \frac{t_a}{a}; \quad F_2 = 4ab;$$

$$T_1 \cdot 4 + T_2 \cdot 4 + T_3(4 + 2\beta) = F_3 \cdot 2G\vartheta \frac{t_a}{a}; \quad F_3 = 2ab.$$

Hieraus folgt

$$T_3 = T_2 \frac{\beta}{2(1+\beta)} = T_1 \frac{\beta^2}{8+7\beta+3\beta^2}$$

$$T_2 = T_1 \cdot 2\beta \frac{1+\beta}{8+7\beta+3\beta^2}$$

und das Drehmoment

$$\begin{aligned} M_D &= T_1 \cdot 2F_1 + T_2 \cdot 2F_2 + T_3 \cdot 2F_3 \\ &= T_1 \left(12ab + 2\beta \frac{1+\beta}{8+7\beta+3\beta^2} 8ab + \frac{\beta^2}{8+7\beta+3\beta^2} 4ab \right); \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_D &= T_1 \cdot 12ab \left[1 + \frac{4}{3} \beta \frac{1+\beta}{8+7\beta+3\beta^2} + \frac{1}{3} \frac{\beta^2}{8+7\beta+3\beta^2} \right] \\ &= T_1 \cdot 12ab\varrho. \end{aligned}$$

Die Steifigkeit entspricht

$$J_T = J_{T1}\varrho; \quad \varrho = 1 + \frac{4}{3} \beta \frac{1+\beta}{8+7\beta+3\beta^2} + \frac{1}{3} \frac{\beta^2}{8+7\beta+3\beta^2};$$

$$J_{T1} = \frac{4F_1^2}{\phi \frac{ds}{t}} = \frac{4F_1^2}{u_1}. \quad (4f)$$

$$\text{Danach ist } \varrho = \frac{1}{54} (54 + 8 + 1) = \frac{63}{54} = 1,167 \quad \text{bei } \beta = 1,$$

$$\varrho = \frac{1}{28} (28 + 6 + 1) = \frac{35}{28} = 1,250 \quad \text{bei } \beta = 2.$$

Die Gleichungen zeigen, daß der Einfluß der Zwischenstege erheblich sein kann und nicht vernachlässigt werden darf. Wir erkennen aber, daß nur die beiden äußeren Stege von wesentlichem Einfluß sind. Mit der Höhe der Stege steigt der Einfluß der inneren Ringe. Bei Querschnitten mit zur Feldmitte hin zunehmender Trägerhöhe (Abb. 9) haben auch die mittleren Stege wesentlichen Einfluß. Eine solche Untersuchung folgt im 5. Beispiel.

5. Beispiel. Wir untersuchen den nach aerodynamischen Gesichtspunkten geformten Querschnitt Abb. 9. Die Umlauf- und Linienintegrale betragen

$$\begin{aligned} u_1 &= [30,0 + 2(5,35 + 5,45 + 4,55)] \frac{1}{0,016} + 2 \frac{1,75}{0,012} \\ &= 3790 + 292 = 4082; \quad s_1 = 3790; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} u_2 &= [21,40 + 2(5,35 + 5,45)] \frac{1}{0,016} + 2 \frac{2,85}{0,012} \\ &= 2690 + 475 = 3165; \quad s_2 = 2690; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} u_3 &= [10,70 + 10,70] \frac{1}{0,016} + 2 \frac{3,65}{0,012} \\ &= 1340 + 608 = 1948; \quad s_3 = 1340. \end{aligned}$$

Die von den einzelnen Schubflüssen umflossenen Flächen sind

$$F_3 = 10,70 \cdot 3,70 = 39,6,$$

$$F_2 = 10,70 \cdot 3,25 + 39,6 = 74,4,$$

$$F_1 = 8,60 \cdot 2,30 + 74,4 = 94,2.$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten

$$T_1 \cdot 4082 + T_2 \cdot 2690 + T_3 \cdot 1340 = 94,2 \cdot 2G\vartheta,$$

$$T_1 \cdot 2690 + T_2 \cdot 3165 + T_3 \cdot 1340 = 74,4 \cdot 2G\vartheta,$$

$$T_1 \cdot 1340 + T_2 \cdot 1340 + T_3 \cdot 1948 = 39,6 \cdot 2G\vartheta.$$

Hieraus ergibt sich

$$T_2 = 0,460 T_1,$$

$$T_3 = 0,201 T_1.$$

Die Größe des Drehmomentes ist

$$\begin{aligned} M_D &= T_1 \cdot 2F_1 + T_2 \cdot 2F_2 + T_3 \cdot 2F_3 \\ &= T_1 \cdot 2F_1 \left(1 + 0,460 \frac{74,4}{94,2} + 0,201 \frac{39,6}{94,2} \right); \end{aligned}$$

$$M_D = T_1 \cdot 2F_1 (1 + 0,363 + 0,084) = T_1 \cdot 2F_1\varrho; \quad \varrho = 1,447.$$

$$v = \frac{M_x}{H}; \quad M_x = p_x \frac{l_1^2}{64} = \frac{m_D}{30} \frac{1800^2}{64} = 1680 m_D.$$

Es ist $H = H_g = 104\,000$ t pro Tragwand, so daß sich die Durchbiegung zu $v = \frac{1680 m_D}{104\,000} = \frac{m_D}{61,8}$ und die Verdrehung zu $\psi = \frac{v}{b} = \frac{v}{15} = \frac{m_D}{927}$ ergeben. Wir ermitteln nun

$$H_i = H \beta^2 = H \left(1 + \frac{G J_D}{2 b^2 H} \right); \quad G = \frac{E}{2(1+\mu)} \approx 8 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2.$$

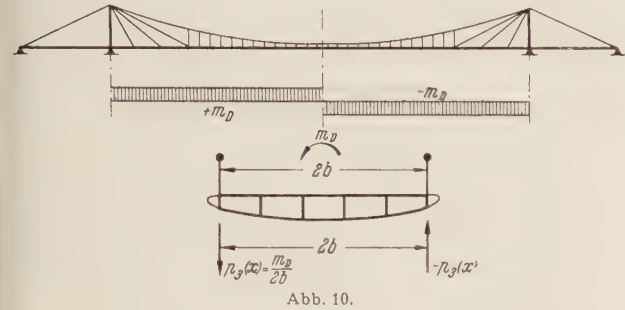


Abb. 10.

Hierbei ist nach dem 5. Beispiel, Gl. (4g): $J_T = 12,50 \text{ m}^4$.

$$\text{Damit wird } \beta^2 = \left(1 + \frac{12,5 \cdot 8 \cdot 10^6}{2 \cdot 15^2 \cdot 104\,000} \right) = 3,14,$$

$$H_i = H \cdot 3,14 = 104\,000 \cdot 3,14 = 326\,000 \text{ t.}$$

Durch den Torsionswiderstand geht die Verdrehung auf $\frac{\psi}{3,14} = \frac{m_D}{2910}$ zurück. Trotz der geringen Trägerhöhe von 3,75 m = $l/800$ ist der Einfluß der Torsionssteifigkeit außerordentlich hoch. Würde man bei demselben Trägerquerschnitt die Spannweite auf 1500 m begrenzen, so würde $H_i = H(1 + 4 \cdot 1,39) = 6,56 H$ und der Einfluß der Torsionssteifigkeit fast dreimal größer werden. Durch die Torsionssteifigkeit ergibt sich also ein überraschendes Ansteigen des ideellen Kabelzuges.

Leider sind wir heute noch nicht in der Lage, die Größe der tatsächlichen Stabilität gegen Wind zu ermitteln. Hierzu müßten aerodynamische Untersuchungen des Querschnittsprofils im Windkanal gemacht werden. Wir können aber Vergleiche mit anderen, bereits gebauten Brücken anstellen und damit auf die vorhandene Stabilität schließen.

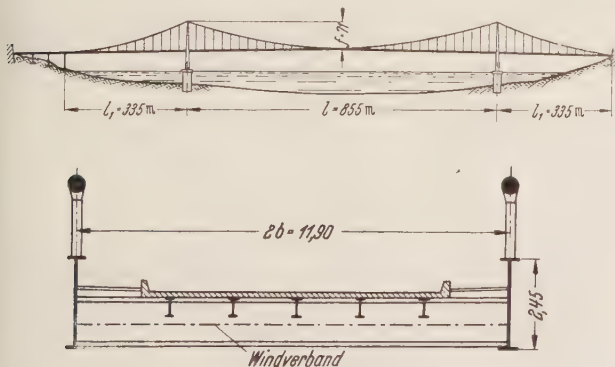


Abb. 11.

2. Die Tacoma-Brücke.

Der Quer- und Längsschnitt der eingestürzten Tacoma-Brücke sind in Abb. 11 dargestellt. Bei dieser Brücke müssen wir den günstigen Einfluß des durchlaufenden Trägers berücksichtigen, wobei wir für antisymmetrische Lasten mit einer Einsparung von etwa 55 % rechnen können.

Das Biegemoment der Verformung M_x^D beträgt bei der großen Schlankheit der Brücke nur wenige Prozent von M_x und kann deshalb bei dieser Übersichtsrechnung vernachlässigt werden.

$$M_x \approx 0,75 \frac{p x l^2}{64} = \frac{p(x) l^2}{85} = \frac{m_D}{11,9} \frac{855^2}{85} = 720 m_D,$$

und mit $H = 7000$ t erhält man die Durchbiegung $v = \frac{720 m_D}{7000} = \frac{m_D}{9,7}$ und die Verdrehung

$$\psi = \frac{v}{b} = \frac{v}{11,9/2} = \frac{m_D}{57,9}.$$

Eine nennenswerte Torsionssteifigkeit hat dieser Brückenquerschnitt nicht, da er nur einen Windverband besitzt (Abb. 11). Der Vergleich der Werte ψ der Brücke unter 1. von $\psi = \frac{m_D}{2910}$ mit dem Wert $\psi = \frac{m_D}{57,9}$ der Tacoma-Brücke unter 2. zeigt daß die wesentlich schlankere, 3000 m weit gespannte Brücke Abb. 9 einen etwa 50 fach höheren Widerstand gegen Verdrehung besitzt.

Hätte man bei der Tacoma-Brücke gemäß Abb. 11 a an Stelle der beiden Einzelträger einen Hohlkastenquerschnitt von nur 2 m Höhe und einer Blechstärke von 0,012 m gewählt, so hätte man die notwendige Stabilität ohne notwendigen Mehraufwand an Baustoffen erreicht. Mit

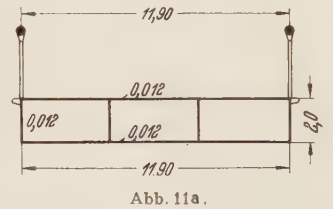


Abb. 11a.

$$J_T = \frac{4 F_m^2 s}{u_m} = \frac{4 (11,9 \cdot 2)^2}{32} 0,012 = 0,84 \text{ m}^4;$$

$$\beta^2 = 1 + \frac{0,84 \cdot 8 \cdot 10^6}{2 \cdot 5,95^2 \cdot 7000} = 14,55$$

ist $H_i = H \beta^2 = 14,55 H$. Somit wäre die Stabilität auf das 14,55fache gestiegen. Gerade bei Brücken mit geringem Kabelzug ist der Einfluß der Torsionssteifigkeit besonders groß. Eine zusätzliche Sicherung hätte man mit einer aerodynamisch günstigeren Querschnittsform nach Abb. 9 erzielen können.

Der Einfluß der Torsionssteifigkeit der Hohlkästen auf die Stabilität der Brücken gegen Wind ist demnach von außerordentlicher Bedeutung. Auffallend ist, daß der Einfluß der Torsionssteifigkeit auf die Stabilität gegenüber Winddruck vielfach größer ist als derjenige des Kabelzuges. Bei den großen Hängebrücken scheint dieser wichtige Faktor bisher noch nicht beachtet worden zu sein, denn die mir bekannten großen Hängebrücken besitzen keine torsionssteifen Hohlkastenquerschnitte.

Wir müssen bei dem angestellten Vergleich auch die Größe der auf den Verfestigungsträger wirkenden Windkräfte g und den Hebelarm c der Reaktionskräfte r (Abb. 3) berücksichtigen. Der Vergleich der Querschnittsprofile Abb. 11 und Abb. 9 zeigt ohne weiteres, daß der Winddruck bei der Tacoma-Brücke größer ist, vor allem weil die Hauptträger über die Fahrbahn ragen und durch den Winddruck beide Hauptträger getroffen werden. Außerdem bilden sich an der Ecke des zweiten Hauptträgers Wirbel, wodurch sich der Winddruck weiter erhöht. Wir können deshalb annehmen, daß der Widerstand der 3000 m weit gespannten Brücke gegen Verdrehen noch größer als 50-fach ist.

3. Die Golden-Gate-Brücke.

Die obigen Untersuchungen wurden auch auf die bekannte Golden-Gate-Brücke mit 1280 m Spannweite (Querschnitt in Abb. 12) ausgedehnt. Auch hier zeigte es sich, daß die 3000 m weit gespannte Brücke eine etwa viermal

größere Stabilität gegenüber den Drillungsmomenten aus Winddruck besitzt, so daß von dem Gesichtspunkt der Windstabilität keine Bedenken in bezug auf eine Ausführung dieser 3000 m weit gespannten Brücke bestehen. Es ist nur noch festzustellen, ob die seitlichen Durchbiegungen und die damit verbundenen Biegespannungen tragbar sind.

Der Winddruck bei unbelasteter Fahrbahn wurde mit $w = 0,25 \text{ t/m}^2$ senkrecht getroffener Fläche eingesetzt. Bei der günstigen aerodynamischen Querschnittsform genügt sicher $w = 0,15 \text{ t/m}^2$. Dies ergibt bei etwa 4 m Höhe eine

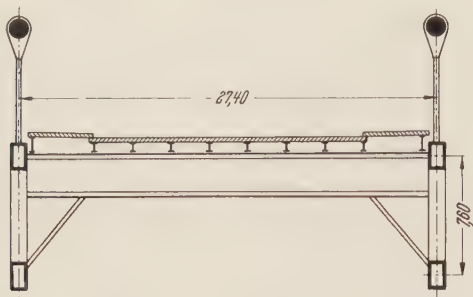


Abb. 12.

waagrechte Last von $0,6 \text{ t/m}$. Zur Sicherheit rechnen wir jedoch einschließlich des Winddruckes auf die senkrechten Hänger mit $w = 0,8 \text{ t/m}$. Für den Winddruck w_1 auf die vier Kabel setzen wir den gleichen Wert $0,8 \text{ t/m}$ ein. Der Winddruck auf die beiderseitigen Kragträger ist erheblich größer, weil die Versteifungsträger in diesem Bereich in der üblichen Weise ausgeführt sind.

Die größte Durchbiegung ergibt sich für das Kabel zu $7,40 \text{ m}$, für den Träger zu $7,80 \text{ m}$. Bei dieser verhältnismäßig kleinen Durchbiegung sind die Biegemomente sehr gering. Sie betragen im Einhängerträger max. $33\,000 \text{ tm}$, und im Scheitel tritt ein negatives Moment von $-13\,000 \text{ tm}$ auf. Das letztere ist eine Folge der Zwischenstützung des Versteifungsträgers durch die Kabel in der Nähe des Scheitels. Der Verlauf der Momente ist in Abb. 13 dargestellt. Die Spannungen infolge des Winddruckes betragen nur 350 kg/cm^2 .

Die Biegemomente in den Kragträgern sind erheblich größer, vor allem an den Kämpfergelenken, wo der Kragträger für die Windkräfte eingespannt ist. Diese Einspannungsmomente können nur aufgenommen werden, wenn die Schrägkabel in den beiden Tragwänden so große Druckkräfte erzeugen, daß dadurch die Zugkräfte aus den Windbiegemomenten überlagert werden. Zweckmäßig verbreitert man auf der Strecke zwischen dem ersten Schrägkabel und dem Pylonen den Abstand der beiden Hauptträger von 30 m auf etwa 50 m , um diese Zugkräfte klein zu halten.

In sehr einfacher Weise kann die Durchbiegung der Kabel nach Abb. 14 kontrolliert werden. Von dem Kabel müssen die auf das Kabel wirkenden Windkräfte für die Länge $l = 3000 \text{ m}$ und die Windkräfte des Versteifungsträgers für die Strecke $l_1 = 1800 \text{ m}$ übertragen werden, da der Versteifungsträger nur geringfügige Momente aufweist. Aus

$$M = \frac{0,8 \cdot 3000^2}{8} + 0,8 \cdot 900 \cdot 1050$$

$$= (0,9 + 0,755)10^6 = 1,655 \cdot 10^6 \text{ tm}$$

ergibt sich für $H = H_g = 208\,000 \text{ t}$ eine Durchbiegung

$$\delta = \frac{1,655 \cdot 10^6}{208\,000} = 7,90 \text{ m}.$$

Dieser Wert ist gegenüber dem oben angegebenen etwas zu groß, weil von dem Einhängerträger an den Kragträger eine Auflagerreaktion abgegeben wird, womit sich das nur von den Seilen aufzunehmende Moment verringert.

Die tatsächliche Ausbiegung von $\delta = 7,40 \text{ m}$ ist trotz der Spannweite von 3000 m kleiner als die der Golden-Gate-Brücke, die bei 1280 m Spannweite eine seitliche Ausbiegung von $8,44 \text{ m}$ aufweist. Eine ausführliche Darstellung des Rechenvorganges wird später erfolgen.

VII. Schlußwort.

Die obigen Darlegungen zeigen, daß die Querschnittsgestaltung von größter Wichtigkeit für den Bau weitgespannter Hängebrücken ist. Durch Ersatz der üblichen Einzelträger durch geschlossene Hohlträger mit gleichem Gewicht läßt sich die Stabilität auf ein Vielfaches steigern. Das Beispiel der Tacoma-Brücke zeigte bei einem Hohlkasten von $2,0 \text{ m}$ Höhe (gegen $2,45 \text{ m}$ der ausgeführten Brücke) eine Steigerung der Stabilität auf etwa das 14-fache. Eine weitere Vergrößerung läßt sich durch die Verbindung aerodynamisch günstiger Querschnittsformen und von Schrägkabeln erreichen.

Bei Kombination aller drei Konstruktionselemente — Schrägkabel, Hohlkasten, aerodynamisch günstige Querschnittsform — können Verhältnisse von Brückenbreite

zur Spannweite $\left(\frac{2b}{l}\right)$ von $1/100$ bis $1/120$ und für das Ver-

hältnis von Trägerhöhe zur Spannweite $\left(\frac{d}{l}\right)$ von $1/800$ bis

$1/1000$ erreicht werden. Die größten möglichen Spannweiten liegen noch wesentlich über 3000 m . Allerdings steigt damit der Materialaufwand für die Kabel sehr rasch, weil ein immer größerer Anteil der zulässigen Seilspannungen von dem Eigengewicht der Kabel in Anspruch genommen wird. Bezeichnet man mit R den Krümmungsradius des Kabels, so ergibt sich aus $\sigma_{zul} = \gamma R$ die theoretische Grenzspannweite. Bei parabelförmigen Kabeln ist $R = \frac{l^2}{8f}$ und wir erhalten bei $l/f = 8$

$$l = \frac{\sigma_{zul}}{\gamma} 0,9.$$

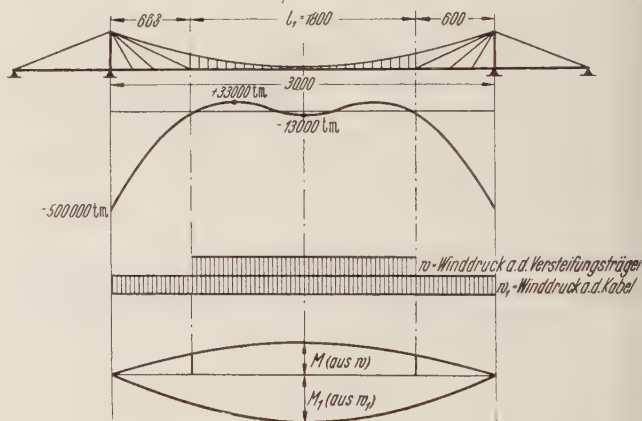


Abb. 13/14.

Der Faktor $0,9$ ist eine Folge der größeren Seilspannung am Pylonenkopf gegenüber der in Feldmitte. Aus obiger Gleichung folgt mit $\sigma_{zul} = 65\,000 \text{ t/m}^2$ für Paralleldrahtkabel und $\gamma \approx 8,0 \text{ t/m}^3$ die Grenzspannweite $l = 7200 \text{ m}$. Das ist allerdings nur ein theoretischer Wert, weil hierbei das Gewicht der Fahrbahn im Verhältnis zu dem des Kabels gleich Null ist. Die praktisch durchführbaren Spannweiten bei der oben angegebenen zulässigen Seilspannung betragen $l = 4000$ bis höchstens 5000 m . Bei diesen großen Spannweiten können aber Schlankheitsgrade gewählt werden, die noch viel größer sein können als die oben angegebenen Werte von $\frac{2b}{l}$ bzw. $\frac{d}{l}$.

Sobald es möglich ist, Kabel höherer Zerreißfestigkeit herzustellen, lassen sich die Spannweiten entsprechend vergrößern. Bei den weitgespannten Hängebrücken erfordern die Versteifungsbalken im Verhältnis zu den Kabeln und den Pylonen nur geringe Stahlmengen. Die Stahlmengen für die Kabel sind eine gegebene Größe, dagegen ist es möglich, bei den Pylonen erhebliche Stahlmengen einzusparen, wenn man diese aus Stahlbeton anstatt aus Stahl ausführt. Meine Untersuchungen darüber haben gezeigt, daß dies auch bei sehr hohen Pylonen möglich ist. Bei dem Projekt Abb. 9 (3000 m Spannweite und 300 m Pfeilhöhe) wurden deshalb Stahlbetonpylonen vorgesehen. Es kommen nur solche mit Einspannung am Fuße in Frage, und die Pylonenkpfe müssen deshalb elastisch den Seilbewegungen folgen. Hierbei müssen die Bewegungen während der Brckenmontage von denen bei dem späteren Betrieb der Brücke unterschieden werden. Während der Montage werden nach dem amerikanischen Verfahren die Kabellager auf den Pylonen auf zahlreichen dünnen Rollen gelagert, um eine Verschiebung der Kabel zu ermöglichen, ohne daß in den Pylonen Biegemomente entstehen. Allerdings verbleiben auch in diesem Fall noch geringe Horizontalkräfte bzw. Biegemomente infolge der Rollenreibung. Aber auch diese lassen sich ausschalten, wenn man die Pylonenkpfe durch besondere Kabel rückverankert und durch deren Nachspannung dafür sorgt, daß sich die Pylonenkpfe während der Montage nicht bewegen. Nach vollendeter Montage werden die Rollen ausgeschaltet.

Die Verschiebung der Pylonenkpfe infolge der Verkehrslasten ergeben sich aus den Kabeldehnungen der Seitenöffnungen; je größer die Spannweiten der Brücken sind, um so geringer ist das Verhältnis von p zu g und um so geringer sind die Seilspannungen aus Verkehr und damit wiederum die verhältnismäßigen Bewegungen der Pylonenkpfe. Diese Bewegungen lassen sich nur auf die Hälfte reduzieren, wenn man vor Inbetriebnahme der Brücke die obenerwähnten Hilfskabel anspannt und damit den Pylonenkpfen eine landwärts gerichtete Verschiebung in Höhe der halben Bewegung bei Verkehrslast erteilt. Damit werden die Biegespannungen so gering, daß sie von den in Stahlbeton ausgeführten Pylonen aufgenommen werden können. Zweckmäßig werden die Stahlbetonpylonen zwecks Verringerung der Betonmenge hochprozentig bewehrt. Auch kommt eine Ausführung der Pylone in Stahlbeton selbstverständlich nur in Frage, wenn für die Gründung ein guter Felsboden zur Verfügung steht. Die Ausführung der Betonpylone erfolgt zweckmäßig mittels Gleitschaltung, wodurch die Herstellungskosten weiter abgemindert werden. Mit Rücksicht auf die praktische Baudurchführung empfiehlt es sich, nur die Ständer und die Riegel aus Stahlbeton, die Diagonalen aber aus Stahl herzustellen.*

Literatur.

1. F. Dischinger: Hängebrücken für schwerste Verkehrslasten. Bauingenieur 24 (1949) S. 68.
2. K. Marguerre: Torsion von Voll- und Hohlquerschnitten. Bauingenieur 21 (1940) S. 317.

* Die beschriebenen Konstruktionen wurden im In- und Ausland zum Patent angemeldet.

Senkung der Wasserhaltungskosten durch Änderung des Abrechnungsverfahrens.

Von Dipl.-Ing. E. Wetzel, Frankfurt am Main.

Die Abrechnung nach Anschlußweiten und nach prozentualer Fördermenge (Frderstrom¹⁾).

Bei der Ausschreibung von Bauarbeiten, die mit Wasserhaltung verbunden sind, verlangt der Bauherr meistens, daß der Wasserhaltungsbetrieb nach Pumpstunden angeboten wird. Da man nicht weiß, welche Größe die Pumpe haben muß, wird der Betriebsstundenpreis gestaffelt nach den Anschlußweiten von 100 bis 300 mm $\varnothing$ verlangt. Diese Zahlentafel ist die Abrechnungsgrundlage für den Fall der vollen Ausnutzung der Pumpe. Ist der Wasserandrang kleiner als die Fördermöglichkeit der Pumpe, dann verlangt der Bauherr mit Recht eine Ermäßigung des Pumpstundenpreises. Deshalb muß außerdem im Angebot festgelegt werden, um welche Beträge sich die Kosten für die Pumpstunde ermäßigen, wenn die Pumpen nur 50 % bzw. 75 % der normalen Wassermenge fördern.

Anschlußweite und Förderstrom.

Zur objektiven Beurteilung des Abrechnungsverfahrens nach der Anschlußweite ist zu untersuchen, welches der normale Förderstrom der Pumpe einer bestimmten Anschlußweite ist. Die Abhängigkeit des Förderstromes von der Förderhöhe der Kreiselpumpe wird durch die Charakteristik (QH-Linie) festgelegt. Die Tabelle 1 enthält zusammengehörige Werte Q und H . Sie zeigt, daß der Förderstrom sich in weiten Grenzen abhängig von der Förderhöhe ändert. Wenn die Pumpe mit der Charakteristik nach Tabelle 1 auf einer Baustelle zunächst mit der Förderhöhe von 7 m arbeitet, so liefert sie 130 m³/h. Ist durch die Absenkung des Wasserspiegels die Förderhöhe auf 9 m gestiegen, so beträgt der Förderstrom nur noch 95 m³/h. Welcher Wert ist nun der normale Förderstrom?

Tabelle 1. $n = 960$.

$Q =$	40	70	95	120	130	m ³ /h
$H =$	9,9	9,6	9	7,75	7	m
$N =$	2,4	3,3	4	4,8	5,1	PS

Tabelle 1a. $n = 990$.

$Q =$	41,2	72	98	123,8	133,9	m ³ /h
$H =$	10,5	10,2	9,5	8,2	7,4	m
$N =$	2,61	3,59	4,35	5,22	5,55	PS

Tabelle 1b. $n = 1020$.

$Q =$	42,5	74,3	101	127,5	138	m ³ /h
$H =$	11,2	10,85	10,15	8,74	7,88	m
$N =$	2,87	3,96	4,8	5,75	6,1	PS

Tabelle 1c. $n = 930$.

$Q =$	38,8	67,9	92	116,4	126	m ³ /h
$H =$	9,3	9	8,44	7,27	6,58	m
$N =$	2,16	2,97	3,6	4,32	4,6	PS

Diese Ausführungen gelten für eine mit unveränderlicher Drehzahl laufende Pumpe. Hat man die Möglichkeit, die Drehzahl zu regeln, so kann man die Förderhöhen und die Förderströme weitgehend verändern. Ausgehend von der Tabelle 1 mit $n = 960$ kommt man zu den Tabellen 1a bis c für $n = 990, 1020$ und 930. Aus den Tabellen ergibt sich für die unveränderte Förderhöhe von 9 m ein Ansteigen des Förderstromes von $Q = 67,9$ m³/h bei $n = 930$ bis $Q = 122$ m³/h bei $n = 1020$. Welche Fördermenge ist hier als normal zu bezeichnen? Mit welcher Drehzahl muß die Pumpe laufen, damit sie den Anforderungen der Ausschreibung entspricht?

Die seitherigen Ausführungen bezogen sich auf eine bestimmte Pumpe. Nun sollen noch verschiedene Pumpen gleicher Anschlußweite untersucht werden. Die technischen Daten von 2 weiteren Pumpen sind in den Tabellen 2 und 3 enthalten. Die Pumpe nach Tabelle 2 fördert 140 m³/h auf 9 m Höhe, so daß für diese Förderhöhe Förderströme

¹ Zur kurzen und eindeutigen Benennung der in der Zeiteinheit geförderten Wassermenge wurde die von Prof. Pfeleiderer, Braunschweig, vorgeschlagene Bezeichnung Förderstrom gewählt; die Einheit kann l/s, l/min, m³/min oder m³/h sein.

zwischen 67,9 und 140 m³/h: bei Pumpen gleicher Anschlußweite nachgewiesen sind.

Tabelle 2. $n = 1430$.

$Q =$	50	95	115	140	m ³ /h
$H =$	15,4	14	12,4	9	m
$N =$	5	6,6	7,5	8	PS

Tabelle 3. $n = 1430$.

$Q =$	60	115	145	180	m ³ /h
$H =$	22,2	20,8	18,8	14,6	m
$N =$	8	11,5	13,5	15,5	PS

Die obigen Tabellen sind noch nicht endgültig. Sie werden meistens bei nur 2 bis 3 m Saughöhe auf dem Prüfstand aufgenommen. Mit diesen geringen Saughöhen kommt man aber auf den Baustellen nicht aus. Man muß mit 5 bis 6, bisweilen sogar 7 und 7,5 m Saughöhe arbeiten. Bei den großen Saughöhen gelten meistens die aufgenommenen QH -Werte nicht mehr. Die erforderlichen Änderungen sind für die verschiedenen Pumpentypen nicht gleich. Es gibt Pumpen, bei denen die Größtwerte der Förderströme schon bei Saughöhen von 5 m nicht mehr erreicht werden, während andere Pumpen auch gegen die große Saughöhe von 7 m wenig empfindlich sind. Daher braucht der auf dem Prüfstand für eine bestimmte Förderhöhe festgestellte und auf dem Fabrikschild angegebene Förderstrom auf der Baustelle nicht zu gelten. Die Ursache ist das Auftreten von Hohlzog (1).

Aus obigen Ausführungen ergibt sich:

1. Der Förderstrom einer bestimmten Kreiselpumpe liegt nur bei Nennung der Förderhöhe fest.
2. Die Förderströme verschiedener Pumpen gleicher Anschlußweite schwanken bei unveränderter Förderhöhe nach obigen Tabellen in einem derartigen Bereich (mehr als 1:2), daß von einem bestimmten normalen Förderstrom nicht gesprochen werden kann.
3. Die in der Fabrik aufgenommenen Tabellen brauchen auf der Baustelle bei einer Saughöhe von nur 5 m nicht zu gelten.
4. Die Nennung der Anschlußweite einer Pumpe gibt keine Grundlage für die Beurteilung verschiedener Angebote und für die Abrechnung.

Die Möglichkeiten der Verbesserung des Abrechnungsverfahrens nach der Anschlußweite.

Es fragt sich nun, ob man das besprochene Abrechnungsverfahren durch zusätzliche Angaben verbessern kann. Zu diesem Zweck müßte vom Unternehmer in seinem Angebot außer den Preisen für die Pumpstunden die garantierten auf der Baustelle nachzuweisenden Förderströme in Abhängigkeit von der Förderhöhe für die einzelnen Pumpen angegeben werden. Hierdurch würde das Angebot recht umfangreich und dem Bauherr beim Prüfen der Preiswürdigkeit viel Arbeit machen. Er müßte feststellen, daß die einzelnen Unternehmer stark voneinander abweichende Förderströme für die gleiche Anschlußweite der Pumpe genannt haben. Ein Vergleich der Angebotspreise wäre dann nur durch Umrechnung über die Wassermenge möglich. Um diese Arbeit zu ersparen, könnte man daran denken, bei der Ausschreibung die Förderströme für die verschiedenen Anschlußweiten der Pumpen vorzuschreiben. Welchen Wert zwischen 67,4 und 140 m³/h für 9 m Förderhöhe unseres Beispiels sollte der Bauherr in die Ausschreibungsunterlagen einsetzen? Wählte er einen großen Wert (z. B. 120 m³/h), so könnte der Unternehmer, der die Pumpe nach Tabelle 1 besitzt, das vorhandene Gerät nicht einsetzen. Wählte der Bauherr einen kleinen Wert (z. B. 80 m³/h), so wäre der Unternehmer, der die Pumpe nach Tabelle 2 besitzt, dadurch benachteiligt, daß sie mehr Wasser fördert, als vertraglich vorgeschrieben ist, und daß sie entsprechend mehr elek-

trische Arbeit und dadurch einen höheren Preis für die Betriebsstunde erfordert. Die Benachteiligung des einen oder des anderen Unternehmers durch die Abfassung des Ausschreibungstextes liegt aber nicht im Interesse des Bauherrn. Deshalb kann er den zu garantierenden Förderstrom nicht vorschreiben, sondern muß die Angaben darüber dem Unternehmer überlassen. Das Verfahren ist zum Vergleich der Angebote zwar anwendbar, aber viel zu umständlich. Wie steht es nun mit der Abrechnung des Wasserhaltungsbetriebes? Auf der Baustelle müßte der Unternehmer den Nachweis erbringen, daß seine Pumpe den für die vorliegende Förderhöhe garantierten Förderstrom hat. Dabei wäre es Sache des Unternehmers, Pumpen zu verwenden, deren Förderstrom durch die örtlich bedingte Saughöhe nicht beeinträchtigt wird. Auch die während der Betriebszeit entstehende Abnutzung der Pumpe darf nicht zur Unterschreitung des garantierten Förderstromes führen. Daraus ergibt sich, daß Wassermengenummessungen auf der Baustelle unvermeidlich sind, und daß sie von Zeit zu Zeit wiederholt werden müssen.

Obige Ausführungen gelten für den Fall, daß die Pumpe voll arbeiten kann, weil genügend Wasser zufließt. Dies trifft aber meistens nicht zu. Erstens kann nur in seltenen Fällen die Wassermenge genügend genau vorausgerechnet werden, und zweitens muß man die Pumpenanlage überdimensionieren, damit auch der größtmögliche Wasserandrang, dessen Förderung noch wirtschaftlich vertretbar ist, bewältigt werden kann. Für die Pumpen, denen weniger Wasser zufließt, als sie fördern können, ist eine Ermäßigung des Pumpstundenpreises in den Angeboten festgelegt. In diesen werden von den einzelnen Unternehmern recht unterschiedliche prozentuale Ermäßigungen für die Verringerung des Förderstromes angegeben sein. Der Bauherr muß beim Vergleich der Angebote den Einfluß der verschiedenen Ermäßigungen auf den voraussichtlichen Gesamtpreis des Wasserhaltungsbetriebes beurteilen. Nehmen wir an, daß das Angebot mit dem günstigsten Pumpstundenpreis eine geringere prozentuale Preisermäßigung bei verkleinertem Förderstrom enthält, als das Angebot mit dem zweitgünstigsten Pumpstundenpreis, so ist zu prüfen, welches Angebot die geringsten Gesamtkosten für den Pumpbetrieb ergeben wird. Hierher gehört auch die Frage, ob beim Wasserhaltungsbetrieb der Förderstrom auf mehrere Pumpen verteilt wird, von denen nur eine mit Teillast läuft, während die anderen voll ausgenutzt werden, oder von nur einer Pumpe erzeugt wird, eine Entscheidung die sich bei dem behandelten Abrechnungsverfahren der Bauherr vorzubehalten pflegt. Dies sind betriebstechnische Fragen, die den meisten Bauherren nicht liegen und besser den Unternehmern überlassen werden.

Förderstrom und Drosselschieberstellung.

Wie wird bei dem Abrechnungsverfahren nach der Anschlußweite der wirkliche Förderstrom der Pumpe festgestellt? Die Baustelle wird versucht sein, aus der Stellung des Drosselschiebers auf den Förderstrom zu schließen. Abgesehen davon, daß hier von vornherein die Regelungsart zu Grunde gelegt wird, die am unwirtschaftlichsten ist, gibt dieses Verfahren den Förderstrom nicht richtig an, wie im folgenden gezeigt wird. Für die gleiche Wasserförderung seien zwei Pumpen mit sehr verschiedenen Charakteristiken gemäß den Abb. 1 und 2 vorgesehen. Sie bringen bei ganz geöffneten Schiebern den bei 9 m Förderhöhe garantierten Förderstrom. Der zweite, beiden Charakteristiken gemeinsame Wert des Förderstromes besteht bei geschlossenen Schiebern. Wie groß sind die Förderströme bei gleichen Zwischenstellungen der Schieber beider Pumpen? Wir gehen von den für beide Pumpen gleichen Förderströmen bei 9 m Förderhöhe, die sich aus 8 m geodätischer und 1 m Reibungshöhe zusammensetzen mögen, aus. Die Rohrleitungscharakteristik sei für beide Anlagen gleich. Beide Pumpen sollen durch teilweises

Schließen der Drosselschieber auf den halben Förderstrom eingestellt werden. Bei der Pumpencharakteristik nach Abb. 1 ist für den halben Förderstrom die Förderhöhe der Pumpe sehr beträchtlich über die von der Rohrleitung verlangte Förderhöhe gestiegen, während dieser Unterschied bei der Pumpe nach Abb. 2 nur halb so groß ist. Deshalb muß bei der Pumpe nach Abb. 1 ein wesentlich größerer Teil der Förderhöhe (er ist durch eine Klammer auf der Abbildung kenntlich gemacht) vernichtet, also der Drossel-

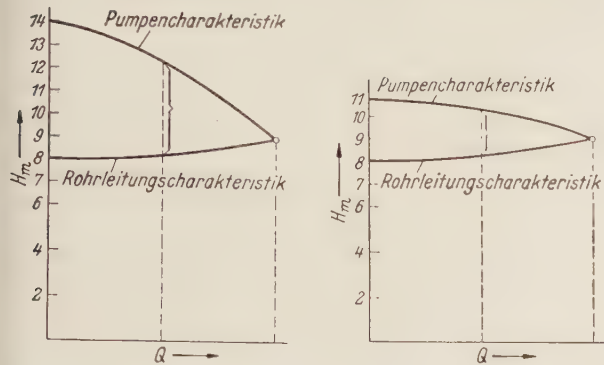


Abb. 1. Steile Pumpencharakteristik. Abb. 2. Flache Pumpencharakteristik.

schieber weiter zuge dreht werden als bei der Pumpe nach Abb. 2. Gleichen Zwischenstellungen der Schieber müssen also nicht gleiche Wassermengen der Pumpen entsprechen. Aus der Stellung des Drosselschiebers ($\frac{3}{4}$ oder $\frac{1}{2}$ geöffnet) kann auch bei vorhandener QH -Linie der wirkliche Förderstrom nicht berechnet werden. Die den einzelnen Schieberstellungen zugeordneten Förderströme können nur durch eine empirische Eichung auf Grund der auf der Baustelle vorgenommenen Wassermengenmessungen festgestellt werden. Sie gilt nur so lange, als der Schieber in der gleichen Leitung sitzt, die Rohrleitung und die Förderhöhe der Pumpe nicht verändert werden und kein merklicher Verschleiß an den Schleifringen der Pumpen eintritt. Die Eichung ist von Zeit zu Zeit zu wiederholen. Man sieht, daß man auch hier ohne Wassermengenmessung nicht auskommt. Nebenbei sei noch erwähnt, daß die Verengung des freien Durchgangsquerschnitts im Drosselschieber nicht dem Weg (Handradumdrehungen) des Verschlußorgans verhältnismäßig ist, daß aber die richtigen Werte durch eine kleine zeichnerische Untersuchung leicht festgelegt werden können.

Die Wassermengenmessung.

Über die verschiedenen für Baustellen in Betracht kommenden Arten der Wassermengenmessungen wurde früher berichtet (2).

Besonders einfach ist die Wassermengenermittlung nach der Ausflußparabel (Abb. 3 a). Da hierbei keine Apparate

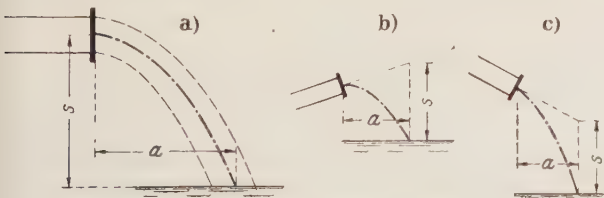


Abb. 3. Ausfluß des Wassers aus waagrecht, steigender und fallender Leitung.

gebraucht werden und die Genauigkeit der Messung für das neue Abrechnungsverfahren vollkommen ausreicht, ist diese Art der Wassermessung für Baustellen zu empfehlen.

Bei dem aus einer waagrechten, steigenden oder fallenden Rohrleitung austretenden Wasserstrahl ergibt sich aus der Fallhöhe s die Zeit für das Durchfließen der Parabel, aus der Strahlweite a die Fließgeschwindigkeit am Ende der Rohrleitung und nach Ermittlung des Wasserstrahl-

querschnittes der Förderstrom. Bezeichnet man mit F_a (m^2) den angefüllten Austrittsquerschnitt der Rohrleitung und mit v (m/s) die Fließgeschwindigkeit, so ist der Förderstrom

$$Q = F_a \cdot v = 2,22 F_a \cdot \frac{a}{\sqrt{s}} \quad (m^3/s).$$

Sollte die Rohrleitung nicht genau waagrecht liegen, so ist der Wert von s nach Abb. 3 b oder 3 c einzusetzen. Der Austrittsquerschnitt des Rohres ist meistens nicht ganz gefüllt (Abb. 4). Unter Benützung der Tabelle 4 und der Abb. 4 kann der angefüllte Querschnitt schnell berechnet werden.

Tabelle 4. Werte des gefüllten Querschnitts F_a in Abhängigkeit von der freien Höhe h .

h/d in %:	2	4	6	8	10	12	15	20
F_a/F in %:	99,4	98,5	97,5	96,4	95	93,4	90,7	85,7
h/d in %:	30	40	50	60	70	80	85	90
F_a/F in %:	75	63	50	37	25	14,3	9,3	5,0

Auf Baustellen wird das zur Messung benutzte Rohr waagrecht oder in geringer Neigung angeordnet, so daß leicht zu messen ist. Die Wassermengenermittlung auf Grund der Austrittsparabel hat Prof. Winkel zuerst praktisch angewandt und über die Genauigkeit des Meßverfahrens umfangreiche Laboratoriumsversuche veröffentlicht, die eine Meßgenauigkeit von 0,5 % ergaben (3).

Das abgeänderte Abrechnungsverfahren.

Da das Abrechnungsverfahren nach den Anschlußweiten der Pumpen ohne Wassermengenmessung auf der Baustelle keine sachlich richtige Grundlage für die Abrechnung des Wasserhaltungsbetriebes gibt, empfiehlt es sich, an Stelle der Staffelung nach den Anschlußweiten, die Staffelung nach den stündlichen Fördermengen für die Preisbildung je Wasserhaltungsbetriebsstunde zu benutzen. Empfohlen wird die Reihe 60, 95, 145, 225, 345, 535, 760, 1070, 1600 m^3/h . Für die Förderströme, die zwischen zwei Zahlen dieser Reihe liegen, gilt der für die größere Zahl vereinbarte Pumpstundenpreis, wenn die kleinere Zahl um mehr als 10 % überschritten ist. Durch diese Einschränkung sollen kleine Auseinandersetzungen zwischen Bauherr und Unternehmer bei der Festlegung des wirklichen Förderstromes vermieden werden. Treten bei der Wassermengenermittlung Meinungsverschiedenheiten darüber auf, ob der richtige Wert des Förderstromes um 8 % oder um 12 % über der Grenzzahl liegt, dann kann der Bauherr entgegenkommend sein, da feststeht, daß mehr als der Grenzwert gefördert wird. Durch die Abrechnung der Wasserhaltungsstunden auf der Grundlage des Förderstromes ist die Frage, ob eine Pumpe voll auswirft oder nicht, gegenstandslos geworden. Ob das Wasser durch eine oder mehrere Pumpen gefördert wird, ist Sache des Unternehmers und für die Abrechnung ohne Belang. Auch wenn das Wasser durch zwei oder mehr Pumpstationen einer Baugrube gefördert wird, sollen die Förderströme zusammengezählt und der für die Summe der Förderströme vereinbarte Betriebsstundenpreis bezahlt werden. Wird das Wasser aus einem besonders tiefen Teil der Baugrube in einen Sammelgraben innerhalb der Baugrube gehoben und dann durch eine zweite Pumpe über den Abschlußdamm gepumpt, so soll nur die letzte Förderung für die Abrechnung maßgebend sein, da es dem Unternehmer überlassen bleiben muß, ob er aus betrieblichen Gründen das Wasser in einem oder in zwei Fördervorgängen aus der Baugrube entfernen will. Gegenüber dem Unternehmer

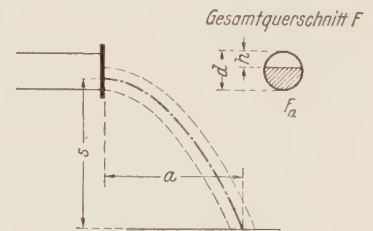


Abb. 4. Ausfluß des Wassers aus einem teilweise gefüllten Rohr.

ist dies keine unbillige Forderung, da er bei richtiger Durcharbeitung des Angebotes sich darüber klar werden muß, wieviel Pumpenhäuser erforderlich werden, und auf dieser Grundlage seine Betriebsstundenpreise gestaffelt nach den genannten Förderströmen errechnet. Für den Bauherrn bedeutet die Summierung der Förderströme aller Pumpenhäuser einer Baugrube eine endgültige Klärung der Abrechnungsfrage des Wasserhaltungsbetriebes.

Obengenannte Reihe der Förderströme wurde so gewählt, daß der Unterschied zweier aufeinanderfolgender Zahlen rd. 35 % der größeren Zahl beträgt. Dieser Prozentsatz entspricht der mittleren Querschnittsverringern der Pumpen von 300, 250, 200, 150, 125 und 100 mm Anschlußweite.

Die Vorteile des neuen Verfahrens.

Das neue Verfahren legt die Leistung des Unternehmers und ihre Vergütung eindeutig durch eine einzige Zahlenreihe fest. Der Bauherr kann die Wasserhaltungsangebote leicht vergleichen und für den geschätzten Wasserandrang (Förderstrom) das günstigste schnell feststellen. Dagegen waren bei dem Abrechnungsverfahren nach der Anschlußweite für jede Pumpengröße die charakteristischen QH-Werte ins Angebot mit aufzunehmen, da sie als Vergleichsgrundlage nicht entbehrt werden konnten. Außerdem waren die Preisnachlässe für den Betrieb mit 50 % oder 75 % des normalen Förderstromes hinzuzufügen. Aber alle diese Angaben reichten nicht aus, um die Angebote einwandfrei zu vergleichen; denn der Bauherr konnte kaum im voraus übersehen, wie bei einem geschätzten Förderstrom die Unterteilung auf die Pumpen mit $\frac{1}{2}$, $\frac{3}{4}$ oder $\frac{1}{4}$ Belastung erfolgen wird. Diese vielfältigen Angaben sind bei dem neuen Verfahren überflüssig geworden. An ihre Stelle tritt die Wassermengenermittlung, die nach der Ausflußparabel schnell durchzuführen und nur zweimal in der Woche erforderlich ist. Bei der Abrechnung des Wasserhaltungsbetriebes gibt es keine strittigen Punkte. Die Wassermengen können leicht auf 5 %, in besonders ungünstigen Fällen auf 10 % genau ermittelt werden.

Für jede Fördermenge kann durch Multiplikation mit der geodätischen Förderhöhe die Nutzbarkeit in mt und nach Division durch 367,2 in kWh angegeben werden. Daraus ergibt sich für den Bauherrn ein Anhaltspunkt für den zu erwartenden Strombedarf, wobei der Wirkungsgrad von Pumpe und Motor zusammen mit 50 %, bisweilen auch

höher, eingesetzt werden kann. Der Unternehmer wird durch die leichte Vergleichsmöglichkeit der Angebote veranlaßt, genau zu prüfen, welcher Betriebswirkungsgrad mit seiner Pumpenanlage erzielt werden kann, und ob dieser der bestmögliche ist. Da dieser vor allem von dem zur Regelung des Förderstromes der Pumpen angewandten Verfahrens [4] abhängt, wird dieses einer genauen Prüfung zu unterziehen sein. Die Benutzung des Drosselschiebers ist die unwirtschaftlichste Regelungsart. Trotzdem war sie bis jetzt auf den meisten Baustellen üblich. In Zukunft wird der Unternehmer, um konkurrieren zu können, sparsamere Regelungsverfahren anwenden müssen.

Nach den Stromkosten sind nun noch die Wartungskosten zu untersuchen. Der Unternehmer wird bei der Bearbeitung des Angebotes genau prüfen, wieviel Pumpen er vorsehen muß, damit außer den Stromkosten auch die Wartungskosten gering werden. Er wird außerdem die Frage aufwerfen, ob diese durch Beschaffung neuzeitlicher Wasserhaltungseinrichtungen gesenkt werden können. Bei der Bildung der Preisstaffel für die Betriebskosten wird der Unternehmer berücksichtigen, daß er nicht für jede Pumpe einen Bedienungsmann braucht. Der Bauherr hat nicht mehr zu unterscheiden zwischen den Betriebskosten einschließlich Wartung und ohne besondere Wartung. So wird nicht nur eine Vereinfachung bei der Abrechnung, sondern auch eine beträchtliche Senkung der Wasserhaltungskosten erreicht werden.

Der Vollständigkeit halber soll auch auf die Vorhaltung der Wasserhaltungsgeräte kurz eingegangen werden. Diese wird im allgemeinen in einer besonderen Position der Ausschreibung, unabhängig vom Wasserhaltungsbetrieb, behandelt. Hier braucht der Bauherr nur festzulegen, welchen Gesamtförderstrom die vorzuhaltenden Pumpen haben müssen. Da die endgültige Entscheidung hierüber erst während des Bauens getroffen werden kann, sind im Angebot die Vorhaltungspreise, unterteilt nach obengenannter Staffel der Förderströme, einzusetzen. Mit wieviel Pumpen der Unternehmer den garantierten Förderstrom erreicht, ist seine Sache. Er wird die Unterteilung so treffen, daß er im Wasserhaltungsbetrieb den bestmöglichen Wirkungsgrad erreichen kann.

Literatur.

1. E. Wetzel: Bautechnik 20 (1942) S. 254.
2. E. Wetzel: Bautechnik 21 (1943) S. 56.
3. R. Winkel: Bautechnik 9 (1931) S. 554.
4. E. Wetzel: Bautechnik 19 (1941) S. 209.

Praktische Berechnung der Eigenfrequenzen von Hängebrücken.

Von Prof. Dr.-Ing. habil. Friedr.-Wilh. Walting, Düsseldorf.

(Fortsetzung aus Heft 6 und Schluß.)

9. Ermittlung dynamischer und statischer Daten.

Schon in Ziff. 8 wurde die Tatsache berührt, daß auch bei Hängebrücken mit parallelgurtigen, vollwandigen Versteifungsträgern die statischen Größen, wie Trägheitsmoment, ständige Last usw., streng genommen nie konstant sind. Führt man aber trotzdem die statische Berechnung mit einheitlichen Querschnittsmaßen durch, so wird man diese Vereinfachung auch für die Schwingungsrechnung gelten lassen, d. h. z. B. für das dynamische Trägheitsmoment. Darüber hinaus wird man die Frage prüfen, ob es nicht berechtigt ist, an dem betrachteten „Durchschnittsquerschnitt“ gewisse Idealisierungen vorzunehmen.

a) Massenträgheitsmoment. Bei aller Näherung muß man jedoch einen Umstand beachten: Der in der statischen Berechnung benötigte Schwerpunkt ist derjenige der statisch wirksamen Querschnittsteile, er ist also nicht identisch mit dem Schwerpunkt aller vorhandenen Massen. Schwere Fußwegtafeln, die jedoch nicht in die

Hauptträger eingebaut sind, können z. B. die Lage des Massenschwerpunktes merklich beeinflussen.

Ist der Massenschwerpunkt ermittelt, so wird es stets vorteilhaft sein, durch ihn eine horizontale Ebene (x, z) und eine vertikale Ebene (x, y), beide in Brückenlängsrichtung, gelegt zu denken und die beiden planaren Trägheitsmomente Θ_{xz} und Θ_{xy} eines Brückenabschnittes von der Länge dx bezüglich dieser beiden Ebenen zu berechnen. Da der einzelne Konstruktionsteil des Querschnittes dünnwandig ist und seine Hauptabmessung genau (oder praktisch genau) parallel oder rechtwinklig zu den Bezugsebenen verläuft, haben seine Anteile zu den gesuchten Trägheitsmomenten die Form

$$\Delta \Theta_{xz} = \Delta \mu \cdot y^2 + \Delta \Theta'_{xz} \text{ bzw. } \Delta \Theta_{xy} = \Delta \mu \cdot z^2, \quad (33)$$

wenn es sich etwa um ein Konstruktionsglied quer zur Horizontalebene (x, y) handelt, z. B. das Stegblech eines Versteifungsträgers. Darin ist $\Delta \mu$ die Masse des Querschnittsgliedes pro Längeneinheit, y und z sind die Ab-

stände seines eigenen Schwerpunktes von den Bezugsebenen und λ sein Längenmaß quer zur Horizontalebene. Die Berücksichtigung des „eigenen“ Trägheitsmomentes $\Delta \Theta'$ wird in der Form

$$\Delta \Theta' = \frac{\Delta \mu \lambda^2}{12} \quad (34)$$

wohl stets genügend genaue Ergebnisse liefern.

Für die Durchführung dieser Rechnung wird man eine Tabellenform wählen, wie sie auch bei der Berechnung statischer Trägheitsmomente üblich ist. Entsprechend den Hinweisen in Ziff. 5 werden Kabel, Kabelschellen und Hängeseile dabei nur unter Θ_{xy} berücksichtigt. Die Summierung der entsprechenden Tabellenspalten liefert die planaren Trägheitsmomente Θ_{xz} und Θ_{xy} . Das auf die Schwerpunkts-Längsachse bezogene axiale Massenträgheitsmoment ist dann

$$\Theta_S = \Theta_{xz} + \Theta_{xy}, \quad (35)$$

und dasjenige für den Schubmittelpunkt

$$\Theta_M = \Theta_S + 2 \mu_0 \cdot y_M^2; \quad (36)$$

y_M ist dabei die Ordinate des Schubmittelpunktes im Schwerachsensystem (vergl. nachfolgenden Abschnitt d) und μ_0 die Masse der Brücke pro Längeneinheit und Tragwand nach Abzug der Massen von Kabel, Schellen und Hängern.

Auf dem hier beschriebenen Wege ergab sich für die Köln-Mülheimer Brücke ein $\Theta_S = 121,1 \text{ ts}^2$; zur Kontrolle der Größenordnung wurde ein homogener Quader mit gleichem Gewicht $G = 2 \cdot 8,12 = 16,24 \text{ t}$ und gleichen Abmessungen $b = 28 \text{ m}$, $h = 4 \text{ m}$ nachgerechnet. Sein dynamisches Trägheitsmoment ist

$$\frac{G}{g} \cdot \frac{b^2 + h^2}{12} = \frac{16,24}{12 \cdot 9,81} (28^2 + 4^2) = 111 \text{ ts}^2.$$

Mit $y_M = 2,45 \text{ m}$ (siehe Abschnitt d) und $\mu_0 g = 7,049 \text{ t/m}$ folgte schließlich

$$\Theta_M = 121,1 + \frac{2 \cdot 7,049}{9,81} \cdot 2,45^2 = 129,8 \text{ ts}^2.$$

b) Torsionswiderstand. In Ziff. 5 wurde bereits die Tatsache erwähnt, die dann in der Zahlenrechnung Ziff. 7 deutlich in Erscheinung trat: der Torsionswiderstand eines Stabes mit dünnwandigem, offenem Profil ist sehr gering; innerhalb der in Klammern gesetzten Summen in den Gl. (29 b) und (31 b) trat er mit 10 t neben $H = 2877 \text{ t}$ in Erscheinung. Auf die Berücksichtigung dieses Einflusses ist hier nur deswegen nicht verzichtet worden, damit die Ansätze auch bei geschlossenen Brückenquerschnitten anwendbar bleiben. Bei offenen Profilen ist der Torsionswiderstand entsprechend der Theorie von St. Venant nach der bekannten Formel [13]

$$J_D = \frac{1}{3} \sum t^3 \lambda \quad (37)$$

zu ermitteln, worin jeweils t die Wandstärke und λ die Höhe der einzelnen Rechtecke ist, aus denen sich der Querschnitt zusammensetzt. (Bei geschlossenen Hohlquerschnitten ist zur Berechnung von J_D die Bredtsche Formel [13] zu verwenden.)

Bei der Anwendung der Gl. (37) sind natürlich die Überlegungen des vorausgehenden Abschnittes a) nicht mehr zutreffend: jetzt sind wiederum nur die statisch wirksamen Querschnittsteile zu berücksichtigen. Mit den gemittelten Querschnittsmaßen der Köln-Mülheimer Brücke ergab sich — wie in Gl. (25) für beide Tragwände zusammen —

$$J_D \approx 25\,000 \text{ cm}^4,$$

so daß mit dem Schubmodul $G = 810\,000 \text{ kg/cm}^2$ und

dem Tragwandabstand $b = 10,05 \text{ m}$ die in Gl. (29 b) und (31 b) auftretende Größe

$$\frac{G J_D}{2 \cdot b^2} = \frac{810 \cdot 25\,000}{2 \cdot 1005^2} \approx 10 \text{ t}$$

wurde.

c) zum Ansatz der Wölbkrafttorsion. Es kann nicht die Aufgabe des vorliegenden Schwingungsaufsatzes sein, die theoretischen Grundlagen zur Torsion bei behinderter Querschnittsverwölbung zu erörtern. Er soll sich — wenn auch nicht ohne Hinweis auf die einschlägige Literatur [7] bis [11] — darauf beschränken, den Weg zur praktischen Durchführung der entsprechenden Rechnungen wiederzugeben. Die Darstellung stützt sich auf R. Kappus [8] und [9], dessen Untersuchungen für diesen Zweck gut geeignet erscheinen.

Um die Rechenarbeit nicht über einen gewissen Umfang hinauswachsen zu lassen, war es notwendig, den tatsächlichen Querschnitt der Köln-Mülheimer Brücke zu idealisieren; insbesondere wurde anstatt des als Rippenplatte (orthotrope Platte) ausgebildeten Deckbleches ein entsprechend verstärktes einfaches Blech angenommen. Den idealisierten Querschnitt zeigt die Abb. 7; alle



Abb. 7. Idealisierter Querschnitt.

wesentlichen Abmessungen stimmen mit den wirklichen überein, Deckblech- und Gurtstärken wurden so festgelegt, daß auch die statischen Daten

Schwerpunktabstand 89,2 cm gegenüber rd. 91 cm,
 $F = 5660 \text{ cm}^2$ gegenüber 5560 cm^2 ,
 $J_y = 28,6 \text{ m}^4$ gegenüber $28,7 \text{ m}^4$,
 $J_z = 1,06 \text{ m}^4$ gegenüber $1,2 \text{ m}^4$

hinreichend genau erhalten bleiben. Der etwas größere Unterschied bei J_z entsteht dadurch, daß die Querneigung der Straße (d. h. des Deckbleches) beim idealisierten Querschnitt unberücksichtigt geblieben ist; aus diesem Grunde wird nachfolgend auch anstatt $J_z = 1,06 \text{ m}^4$ der zutreffendere Wert $J_z = 1,2 \text{ m}^4$ benutzt. —

In Ziff. 5 und 6 wurde der Ansatz für das Torsionsmoment bei Wölbbehinderung fast ohne Erläuterungen in die Betrachtungen eingeführt. Für manchen, der die diesbezügliche Rechnung praktisch durchzuführen hat, werden einige ergänzende Bemerkungen erwünscht sein; daher soll hier mit wenigen Sätzen — und ohne auf Feinheiten einzugehen — ein knapper Umriss der Gedankengänge nachgeholt werden.

In der Torsionstheorie von St. Venant wirken nur an den Enden des Stabes zwei entgegengesetzt verdrehende Momente, das von Querschnitt zu Querschnitt übertragene Torsionsmoment ist konstant, die „Verwindung“ $d\varphi/dx$ ist konstant, alle Längsfasern eines prismatischen Stabes bleiben, wenn die Formänderungen hinreichend klein sind, geradlinig (wenn auch nicht einander parallel). — Die Theorie der Wölbkrafttorsion berücksichtigt beliebig verteilte äußere Momente um die Stabachse, das innere Torsionsmoment ist mit x veränderlich, ebenso die Verwindung. In irgendeiner Längsfaser erleiden die verschiedenen Punkte verschieden große Längsverschiebungen (x -Richtung), es entstehen die zusätzlichen Längsspannungen, es entstehen Krümmungen in den Längsfasern, ausgenommen in einer von ihnen, der Torsionsachse, deren Lage zunächst unbekannt ist. Diese Achse

bzw. ihr Durchstoßpunkt, der „Schubmittelpunkt“, kann gefunden werden aus der Bedingung, daß alle Längsspannungen einer Querschnittsfläche für sich im Gleichgewicht sind, solange der Stab nicht auch auf Biegung oder Dehnung beansprucht ist. Schließlich kann aus der Veränderlichkeit dieser Längsspannungen innerhalb der Querschnittsfläche auf das Vorhandensein und die örtliche Verteilung sekundärer Schubspannungen geschlossen werden, deren resultierendes Moment diejenige Größe ist, die in Ziff. 6 benötigt wurde.

Um diese Überlegungen analytisch zu erfassen, wird der Verwölbungsweg w , der ja nach allen drei Richtungen des Raumes veränderlich ist, zunächst innerhalb des Querschnitts (y - und z -Richtung) betrachtet. Verwölbt sich die Querschnittsfläche, so bleibt die y, z -Ebene durch den Schwerpunkt der y^*, z^* -Ebene durch den Schubmittelpunkt nicht parallel, die Verschiebungen w sind also verschieden, je nachdem, auf welches y, z -System sie bezogen werden. Maßgebend kann nur das y^*, z^* -System sein, damit mit Hilfe von

$$\sigma^* = E \varepsilon^* = E \frac{\partial w^*}{\partial x} \quad (38)$$

die vorher erwähnte Aussage zum Gleichgewicht der Längsspannungen gemacht werden kann.

Die Veränderlichkeit von w^* in der x -Richtung wird ausgedrückt durch

$$w^* = -\omega^* \frac{d\varphi}{dx}, \quad (39)$$

worin ω^* nur noch eine Funktion von y^* und z^* ist, die, wie leicht zu erkennen, die Dimension einer Fläche hat. Dieses ω^* , die „Einheitsverwölbung“ (auch „Wölbmaß“ genannt), ist eine für die weiteren Untersuchungen besonders zweckmäßige Hilfsfunktion. Ist für sie der richtige Ansatz gefunden, so gibt es keine grundsätzlichen Schwierigkeiten mehr bei der Lösung der Aufgabe: Aus Gl. (38) und (39) folgt

$$\sigma^* = -E \omega^* \frac{d^2 \varphi}{dx^2}; \quad (40)$$

mit F als Querschnittsfläche lauten jene Gleichgewichtsbedingungen sodann

$$\int \sigma^* dF = 0; \quad \int y \sigma^* dF = 0; \quad \int z \sigma^* dF = 0;$$

es muß also

$$\int \omega^* dF = 0 \quad (41)$$

und ferner

$$\int y \omega^* dF = 0; \quad \int z \omega^* dF = 0 \quad (42)$$

sein, woraus die Lage des Schubmittelpunktes bestimmt werden kann.

Der Zusammenhang zwischen den Längsspannungen σ^* und dem resultierenden Moment ΔM_T der durch sie bedingten sekundären Schubspannungen τ^* erfordert eine Zwischenbetrachtung, auf deren Wiedergabe hier verzichtet werden soll. Der gesuchte Ausdruck stützt sich auf (Gl. 40), er lautet

$$\Delta M_T = -E \frac{d^3 \varphi}{dx^3} \int \omega^* dF$$

oder, wenn man durch

$$C_M = \int \omega^* dF \quad (43)$$

den auf den Schubmittelpunkt bezogenen „Wölbwiderstand“, eine Querschnittskonstante von der Dimension cm^6 oder m^6 , einführt,

$$\Delta M_T = -E C_M \frac{d^3 \varphi}{dx^3}, \quad (44)$$

d. h. dieselbe Größe, die in Gl. (25 a) eingesetzt wurde. —

Die Aufgabe ist somit zurückgeführt auf die Bestimmung der Einheitsverwölbung ω^* und die darauffolgende Anwendung der Gl. (42) und (43). Die dabei notwendigen, etwas unübersichtlichen Rechnungen lassen sich

etwas klarer gestalten, wenn man die Funktion ω^* umrechnen kann in die Einheitsverwölbungen $\bar{\omega}$, auf den Schwerpunkt bezogen, oder $\bar{\omega}$, auf einen beliebigen Punkt (A) bezogen. Die bereits erwähnte Tatsache, daß bei verwölbter Querschnittsfläche sich die verschiedenen y, z -Ebenen gegeneinander verdrehen, findet dabei ihren Ausdruck in Beziehungen von der Form:

$$\omega^* = \omega - z_M y + y_M z + K; \quad (45 a)$$

$$\bar{\omega} = \omega - z_A y + y_A z + \bar{K}; \quad (45 b)$$

worin die K Konstanten sind, die der Erfüllung der Gl. (41) dienen. Führt man Gl. (45 a) in Gl. (41) bis (42) ein, so erhält man Formeln, die zwar etwas umständlicher sind, die sich jedoch für die praktische Durchführung der Rechnung besser eignen.

Aus Gl. (41) ergibt sich zunächst

$$K = -\frac{1}{F} \int \omega dF. \quad (46)$$

Definiert man ferner zwei weitere Querschnittskonstanten R_y und R_z als die auf den Schwerpunkt bezogenen „Wölbmomente“ (Dimension cm^5), so gehen Gl. (42) über in

$$\left. \begin{aligned} R_z &= \int y \omega dF = z_M J_z - y_M J_{yz}; \\ R_y &= \int z \omega dF = z_M J_{yz} - y_M J_y. \end{aligned} \right\} \quad (47)$$

Darin sind die J die Trägheitsmomente und das Zentrifugalmoment bezüglich der Schwerachsen. Diese beiden Formeln sind bereits unmittelbar auf die Berechnung der Lage des Schubmittelpunktes zugeschnitten. Schließlich wird noch der auf den Schwerpunkt bezogene Wölbwiderstand

$$C_S = \int \omega^2 dF - \frac{1}{F} \left(\int \omega dF \right)^2 \quad (48)$$

definiert, dann findet man durch Einsetzen von Gl. (45 a) in (43):

$$\begin{aligned} C_M &= C_S + y_M^2 J_y - 2 y_M z_M J_{yz} + z_M^2 J_z + \\ &\quad + 2 y_M R_y - 2 z_M R_z. \end{aligned} \quad (49)$$

d) Schubmittelpunkt und Wölbwiderstand. Bei beliebig geformten Vollquerschnitten bereitet die Ermittlung der Einheitsverwölbung erhebliche Schwierigkeiten, dagegen sind dünnwandige, offene Querschnitte mit wenigen, senkrecht zueinander stehenden Wänden wesentlich leichter zu behandeln. So führen bei einem U-Querschnitt nach Abb. 8 entgegengesetzte Biegungen

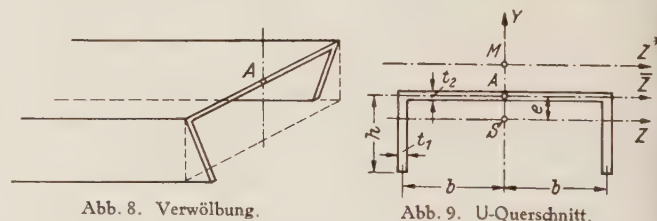


Abb. 8. Verwölbung.

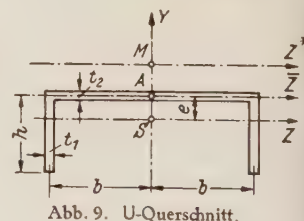


Abb. 9. U-Querschnitt.

der beiden Stege zu dem skizzierten Verwölbungsbild, durch das die Einheitsverwölbungen $\bar{\omega}$, bezogen auf (A), dargestellt sind. Setzt man den Schwerpunktsabstand (Abb. 9) $y_A = e$, so kann diese Verwölbung beschrieben werden durch

$$\bar{\omega} = z(y - e), \quad (50)$$

d. h. für das Deckblech wird $\bar{\omega} = 0$, für die beiden Stege $\bar{\omega} = +b(y - e)$ und $\bar{\omega} = -b(y - e)$.

Da nun aus Symmetriegründen $z_A = z_M = 0$; $K = \bar{K} = 0$; $J_{yz} = 0$ werden, vereinfachen sich die vorher wiedergegebenen Gleichungen zu

$$\bar{\omega} = \omega + e z; \quad (45 c)$$

$$R_z = 0; \quad R_y = -y_M J_y; \quad (47 a)$$

$$C_S = \int \omega^2 dF; \quad (48 a)$$

$$C_M = C_S + y_M^2 J_y - 2 y_M R_y = C_S - y_M^2 J_y. \quad (49 a)$$

Aus Gl. (50) und (45 c) folgt für die auf den Schwerpunkt bezogene Einheitsverwölbung

$$\omega = \bar{\omega} - e z = -z(e - y) - e z. \tag{51}$$

Durch Einsetzen in Gl. (47) für R_y erhält man

$$R_y = \int z \omega dF = - \int z^2 (e - y) dF - e \int z^2 dF$$

und nach kurzer Zwischenrechnung

$$R_y = -b^2 e F - e J_y,$$

folglich aus Gl. (47 a):

$$y_M = - \frac{R_y}{J_y} = + e \left(\frac{b^2 F}{J_y} + 1 \right). \tag{52}$$

Setzt man Gl. (51) in (48 a) ein, so ergibt sich

$$C_S = \int \omega^2 dF = \int z^2 (e - y)^2 dF + 2e \int z^2 (e - y) dF + e^2 \int z^2 dF$$

und daraus

$$C_S = b^2 (J_z + 3 F e^2) + e^2 J_y.$$

Dieser Ausdruck, in Gl. (49 a) eingeführt, liefert schließlich

$$C_M = b^2 (J_z + 3 F e^2) - J_y (y_M^2 - e^2). \tag{53}$$

An sich sind die Formeln (52) und (53) natürlich nur für den Querschnitt aus Abb. 9, nicht aber für den aus Abb. 7 zutreffend. Man kann sich jedoch — wenn auch nur durch umständliche Rechnung — davon überzeugen, daß die Eigenverwölbung der Untergurtlamellen (Abb. 7) einen verschwindend kleinen Beitrag zu y_M und C_M liefern, daß ihr mittelbarer Einfluß (Erhöhung der Steifigkeit der Stege) jedoch in praktisch ausreichendem Maße berücksichtigt wird, wenn man die Querschnittsdaten zur Abb. 7 in die Formeln (52) und (53) einsetzt. Mit $e = 0,892$ m, $b = 9,45$ m und den übrigen zur Abb. 7 angegebenen Zahlenwerten folgt also

$$y_M = 0,892 \left(\frac{9,45^2 \cdot 0,5560}{28,6} + 1 \right) = 2,45 \text{ m}$$

$$C_M = 9,45^2 \cdot (1,20 + 3 \cdot 0,5560 \cdot 0,892^2) - 28,6 \cdot (2,45^2 - 0,892^2) = 78,0 \text{ m}^6.$$

Schließlich ergibt sich für den in Ziff. 7 benötigten Ausdruck (jetzt mit $b = 10,05$ m):

$$\frac{E C_M}{2 b^2} = \frac{21,0 \cdot 10^9 \cdot 78,0}{2 \cdot 10,05^2} = 0,0812 \cdot 10^8 \text{ t m}^2.$$

Wärmeleitversuche an Aluminium und Baustahl bei örtlicher Erwärmung.

Von Erich Siebel und Wilhelm Seufert, Stuttgart.

Für die Verwendung von Leichtmetallkonstruktionen verdient die Frage nach dem Verhalten einer solchen Konstruktion bei höheren Temperaturen und speziell bei örtlicher Erwärmung, wie sie bei Brand auftreten kann, Beachtung. Auch solche lokalen Erwärmungen können nämlich dann, wenn die Warmfestigkeit des Werkstoffes nicht ausreicht, zum Versagen der Konstruktion führen.

Da einerseits die Warmfestigkeit des Aluminiums bedeutend geringer als die des Stahles ist, andererseits aber die Wärmeleitfähigkeit des Aluminiums um das 3,5fache über der des Stahles liegt, schien eine Untersuchung über das gegenseitige Verhalten der beiden Konstruktionswerkstoffe unter solchen Bedingungen recht interessant und aufschlußreich zu sein.

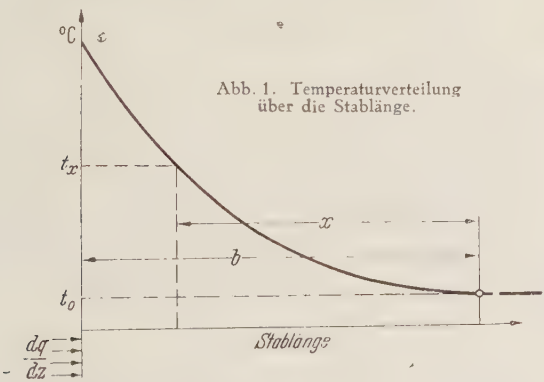


Abb. 1. Temperaturverteilung über die Stablänge.

Unter bestimmten Annahmen ist es möglich, die Temperaturverhältnisse bei örtlicher Erwärmung rechnerisch zu erfassen. Wir gehen dabei von einem Stab mit unendlicher Länge aus, dem am einen Ende eine konstante Wärmemenge zugeführt wird. Verluste über die Stablänge durch Strahlung und Konvektion seien dabei außer Betracht gelassen. Das Temperaturgefälle, das sich am angewärmten Stabende einstellt, ist

$$\frac{dt}{dx} = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{dq}{dz},$$

wenn λ die Wärmeleitzahl des Werkstoffes und $\frac{dq}{dz}$ die pro Zeit- und Flächeneinheit zufließende Wärmemenge bedeuten. Nimmt man einen parabolischen Verlauf der Temperatur über die Stablänge an, wie in Abb. 1 dargestellt, so ist das jeweilige Temperaturgefälle

$$\frac{dt}{dx} = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{dq}{dz} \cdot \frac{x}{b}$$

und die Temperatur an der Stelle x

$$t_x = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{dq}{dz} \cdot \int_0^x \frac{x}{b} \cdot dx = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{dq}{dz} \cdot \frac{x^2}{2b}.$$

Die vom Stab je Flächeneinheit aufgenommene Wärmemenge ist dann

$$\begin{aligned} q &= \int_0^b t_x dx \cdot c \cdot \gamma \\ &= \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{dq}{dz} \cdot c \cdot \gamma \cdot \int_0^b \frac{x^2}{2b} \cdot dx \\ &= \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{dq}{dz} \cdot c \cdot \gamma \cdot \frac{b^2}{6}, \end{aligned}$$

wobei c die spez. Wärme und γ das spez. Gewicht des Werkstoffes sind. Da die zufließende Wärmemenge sich zeitlich nicht ändert und keine Verluste eintreten sollen, ist zu jedem Zeitpunkt die aufgenommene Wärme gleich der zufließenden, also

$$\frac{q}{z} = \frac{dq}{dz} = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{dq}{dz} \cdot c \cdot \gamma \cdot \frac{b^2}{6} \cdot \frac{1}{z}.$$

Daraus läßt sich die Wärmeeinflusszone b errechnen zu

$$b = 2,44 \sqrt{\frac{z \cdot \lambda}{c \cdot \gamma}}.$$

Das Verhältnis der Wärmeeinflusszonen von Stahl zu Aluminium ist damit

$$\frac{b_{Fe}}{b_{Al}} = \sqrt{\frac{\lambda_{Fe} c_{Al} \gamma_{Al}}{c_{Fe} \lambda_{Al}}} = 0,41$$

und das der Temperaturen

$$\frac{t_{Fe}}{t_{Al}} = \frac{\lambda_{Al}}{\lambda_{Fe}} \cdot \frac{b_{Fe}}{b_{Al}} = 1,43.$$

In Abb. 2 sind die Ergebnisse einer solchen Rechnung für Stahl und Aluminium bei gleichen Querschnitten dargestellt. Die großen Unterschiede in der sich einstellenden Temperatur und der Wärmeeinflusszonen sind dabei nicht allein auf die größere Wärmeleitfähigkeit des Aluminiums zurückzuführen, sondern auch auf das unterschiedliche Produkt aus spez. Gewicht und spez. Wärme ($c \cdot \gamma$) bei Stahl und Aluminium.

Das Verhalten des Werkstoffes bei örtlicher Erwärmung kann jedoch erst beurteilt werden, wenn man auch seine

Warmfestigkeit beachtet. Über dem Temperaturverlauf ist deshalb in Abb. 2 noch der Verlauf der Streckgrenze über der Stablänge aufgezeichnet. Dabei ist von einer Streckgrenze von 20 kg/mm² bei 20 °C bei beiden Werkstoffen ausgegangen. Bei Aluminium zeigt sich im Vergleich zu Stahl ein bedeutend stärkerer Festigkeitsabfall, der sich auch über eine größere Stablänge erstreckt.

Der rechnerischen Auswertung sind in Abb. 3 die Ergebnisse von Versuchen mit T-Trägern 45 · 45 · 5,5 (N.P. 4,5) aus Flußstahl St. 37 und den Aluminium-Legierungen Al-Mg-Si ausgehärtet (Pantal 19 V) und Al-

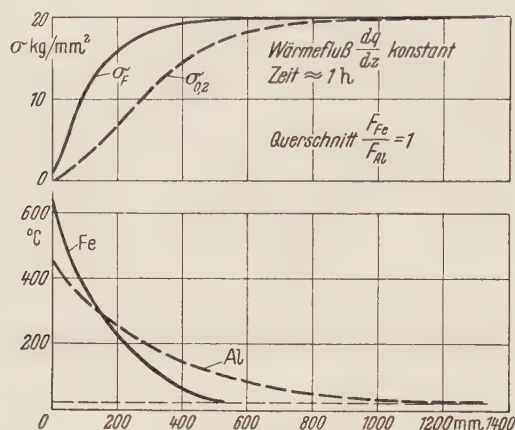


Abb. 2. Temperatur und Streckgrenze längs des Stabes (nach Rechnung).

Cu-Mg ausgehärtet (Bondur 17/65) von gleicher Festigkeit, die in einem elektrischen Ofen mit konstanter Leistung örtlich erwärmt wurden, und bei denen der Temperaturverlauf über die Trägerlänge verfolgt wurde, gegenübergestellt. Sie bestätigen, daß die Rechnung auch unter den vereinfachten Annahmen die Verhältnisse richtig wiedergibt. Die Abweichungen gegenüber der Rechnung sind darauf zurückzuführen, daß die Erwärmung über eine größere Länge des Stabes erfolgte und außerdem ein Wärmeübergang an die Umgebung durch Strahlung und Konvektion stattfand, der bei der Rechnung außer Ansatz blieb.

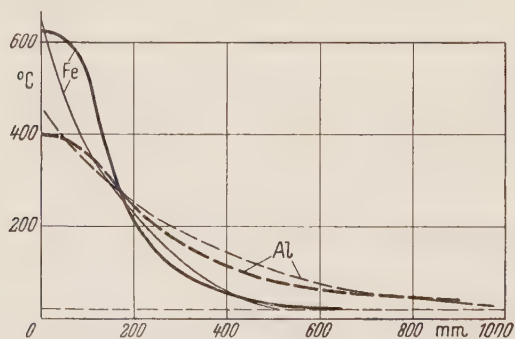


Abb. 3. Temperaturverlauf längs des Stabes (nach Versuch).

Versuch und Rechnung zeigten damit eindeutig, daß unter den vorliegenden Verhältnissen das Aluminium dem Stahl unterlegen ist. Auch die große Wärmeleitfähigkeit des Aluminiums kann den Nachteil seiner geringen Warmfestigkeit in diesem Falle nicht ausgleichen.

Da die vorliegenden Betrachtungen an Profilen gleichen Querschnitts angestellt wurden, bei der praktischen Ausführung von Leichtmetallkonstruktionen jedoch kaum mit dem vollen Gewinn an Gewicht entsprechend dem spez. Gewicht, also mit gleichen Querschnitten gerechnet wird, sondern man schon aus Festigkeitsgründen sich mit einer Gewichtsersparnis von etwa 50 % gegenüber Stahl begnügt, ist von Interesse, das Verhalten des Aluminiums und des Stahles bei gleichem Gewicht und bei 50 % Gewichtsunterschied einander gegenüberzustellen. Abb. 4 zeigt das Ergebnis der Rechnung. Die bei gleicher Wärmezufuhr

sich bei Aluminium einstellende Temperatur ist bei Gewichtsgleichheit kleiner als $\frac{1}{4}$ der des Stahles und bei halbem Gewicht noch unter $\frac{1}{2}$ der des Stahles. Der Verlauf der Streckgrenze über die Stablänge läßt nun das unter diesen Bedingungen bedeutend günstigere Verhalten des Aluminiums erkennen. Bei Querschnitten, die etwa die Hälfte Gewichtsersparnis gegenüber Stahl erbringen, erreicht man schon eine dem Stahl nahekommende Festigkeitsverteilung über die Stablänge. Bei größeren Querschnitten wird das Verhalten noch günstiger.

Faßt man besonders den Fall ins Auge, bei dem eine 50proz. Gewichtsersparnis gegenüber Stahl auftritt, so entspricht dies einem Querschnittsverhältnis von Aluminium zu Stahl von 1,45. Bei gleicher äußerer Belastung des Bauteils sinkt damit aber auch die Spannung im Aluminium, und zwar bei Zugbeanspruchung um rd. 30 % und bei Biegebeanspruchung bei Rundquerschnitt und Rechteckquerschnitt $b/h = \frac{1}{2}$ um rd. 40 %. Werden 14 kg/mm² als zulässige Spannung bei Stahl eingesetzt, so würde dies eine Zugspannung von 9,7 bzw. eine Biegespannung von 8,0 kg/mm² bei Aluminium bedeuten. Entsprechend den niedrigeren Spannungen wird die Warmstreckgrenze im vorliegenden Fall bei Aluminium in einem kleineren Bereich überschritten als bei Stahl. Das Verhalten von Aluminium bei örtlicher Erwärmung ist also unter den hier

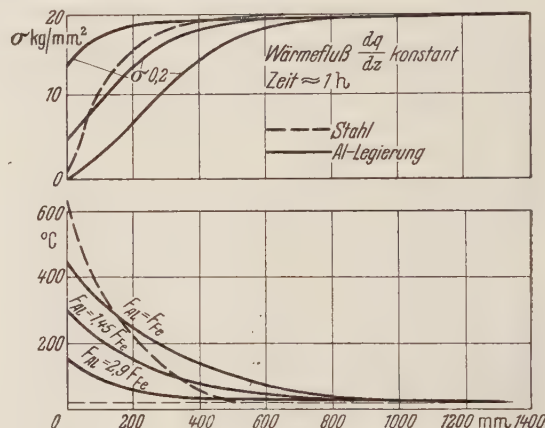


Abb. 4. Temperatur und Streckgrenze längs des Stabes bei verschiedenen Querschnittsgrößen.

geschilderten Bedingungen dem Stahl überlegen. Selbst wenn die Streckgrenze des Aluminiums kleiner als die des Stahles ist, was mit Rücksicht auf die günstigeren Zähigkeitseigenschaften sogar wünschenswert erscheint, ist ein bei örtlicher Erwärmung dem Stahl ebenbürtiges Verhalten zu erwarten. Eine hohe Streckgrenze, erreicht durch Aushärtbehandlung, dürfte in diesem Zusammenhang nur nachteilig sein, da die durch eine solche Behandlung erzielten hohen Festigkeiten in der Wärme rasch abfallen.

Zusammenfassung.

Vergleichende Untersuchungen über das Verhalten von Profilträgern aus Aluminiumlegierungen und Baustahl gleicher Festigkeit unter örtlicher Erwärmung ließen zunächst erkennen, daß Bauelemente aus einer aushärtenden Aluminiumlegierung bei örtlicher Erwärmung sich gegenüber Baustahl gleicher Festigkeit im Nachteil befinden, wenn gleiche Querschnitte verwendet werden. Werden jedoch bei Aluminium größere Querschnitte angewandt, so zeigt die Rechnung, daß sein Verhalten wesentlich günstiger wird. Durch konstruktive Maßnahmen läßt sich also für den Fall der örtlichen Erwärmung der Nachteil der geringen Warmfestigkeit des Aluminiums weitgehend ausschalten.

Die Untersuchungen wurden in Zusammenarbeit mit den Ver. Leichtmetallwerken Hannover in der Staatl. Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule Stuttgart durchgeführt.

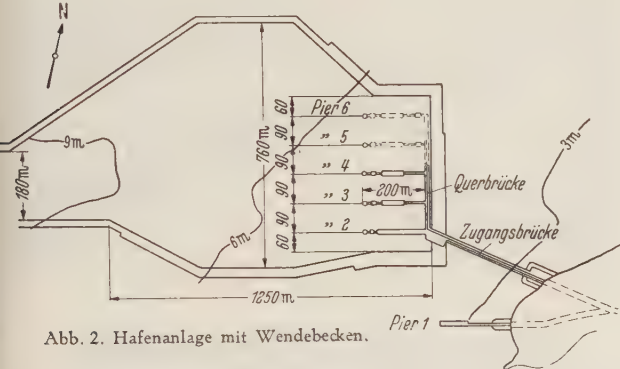
Kurze Technische Berichte.

Ölverladeanlagen in Venezuela.

Um Rohöl von der Maracaibo-See nach Löschpiers für Überseetanker in die Amuay-Bucht auf der Paraguana-Halbinsel befördern zu können, verlegte die Creole Petroleum Corp. von Venezuela eine 235 km lange Rohrleitung. Zum Verladen des Öls in Ozeantanker entwarf eine nord-amerikanische Ingenieurbaufirma den Bau eines seeschiff-tiefen Hafens mit Piers und brachte ihn zum größten Teil



schon zur Ausführung. 30 m lange, durch Deckplatten verbundene, schwere Träger mußten bis zu 9 m in den harten Untergrund getrieben werden. Als Rostschutz verwandte man bituminöse Anstriche, Beton-Ummantelungen des Eisens in der gefährdeten Zone und sah eine anodische



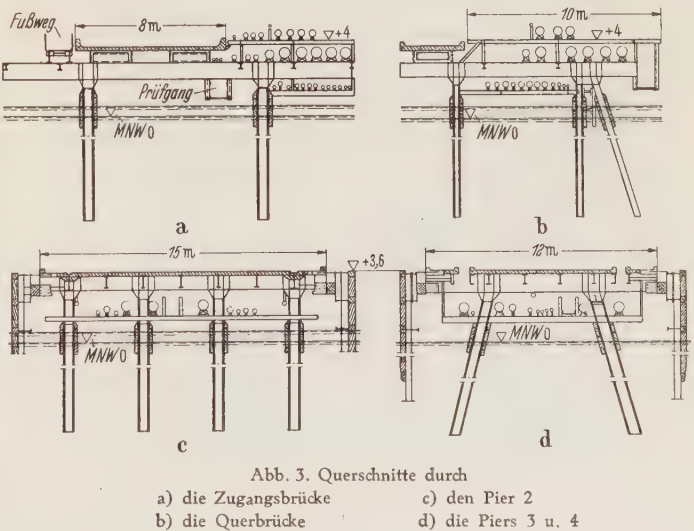
Oberflächenbehandlung für die erste Zeit vor. Der Hafen und die Piers erforderten eine Baggerung von 3 700 00 m³ und den Einbau von 10 000 t Stahlkonstruktion.

Das Rohöl mußte früher von der Maracaibo-See mit kleineren Tankern auf eine Entfernung von 370 km nach der Insel Aruba in Holländisch-West-indien geschafft werden, wo es, nachdem es raffi-niert war, in Ozean-Tanker übergepumpt wurde. Dieser Zwischentransport war notwendig, weil die Wassertiefe über der Barre in der Wasserverbindung zwischen der Maracaibo-See und dem Golf von Venezuela nur auf 5,5 m gehalten wurde, während die Ozean-Tanker einen Tiefgang von 9 m und mehr haben. Der Ölumschlag nahm in den letzten Jahren derart zu, daß man sich im Jahre 1946 ent-schloß, eine Rohrleitung über Land zu verlegen. Gleichzeitig sollte eine neue Raffinerie auf der Paraguana-Halbinsel mit Rohstoff versorgt werden. Die Leitung von etwa 60 cm Durchmesser mit einer Zwischenpumpstation in Dabajuro beginnt in Ule (Abb. 1); sie kreuzt unter Wasser auf 24 km Länge den Golf von Coro. In der Amuay-Bucht sind für das Verschiffen des Öls 6 Piers in Aus-sicht genommen, von denen 4 vorläufig für aus-reichend gehalten werden (Abb. 2). Die 3 Piers in dem Hafenbecken stehen durch eine 340 m lange Zugangsbrücke mit dem festen Land in Verbindung. Die Hafenspiers haben eine Länge von 200 m. Pier 2 dient dem Materialtransport und dem Ölumschlag; er ist 15 m breit und mit einem elektrischen Drehkran von 30 t Hubkraft und einer Reichweite von 23 m ausgerüstet; sein Wipphaken hebt 5 t bei einer Reichweite von 32 m. Pier 3 und 4 sind ausschließlich für Ölverladung bestimmt. Sie haben eine Ladeplattform von 70 m Länge und 12 m Breite (Abb. 3). Zu den Piers 2—4 gehören Festmache- und Wendedalben. Sie können beiderseits mit Schiffen belegt werden (Abb. 4).

Die Piers 2—4 sind ebenso wie die Verbindungsbrücke aus geschweißten Stahlkonstruktionen hergestellt mit Aus-nahme der Stahlpfähle, die von den Stahlwerken gleich mit aufgenieteten Deckplatten angeliefert wurden. Die ge-wählte Bauart der Piers gab weiträumigen Platz für die Rohrleitungen frei. Voll geschweißte Fender nehmen den Stoß der anlegenden Schiffe auf die 15 m breite Lade-plattform des Piers 2 und auf die 12 m breiten Piers 3 und 4 und auf die Festmachedalben auf. Ein hölzerner Pier 1 wurde vorweg gebaut; er diente zuerst als Lösch-brücke für die Materialien, die für den Bau der übrigen Piers, der Rohrleitungen und der Raffinerie gebraucht wur-den. Pier 1 ist 90 m lang und 12 m breit; er setzt sich als 6 m breiter Brückensteg und als 45 m langer Erddamm bis nach dem festen Land fort und wird ständig als Anlege-brücke für Barken und kleinere Fahrzeuge benutzt. Die Hauptaufgabe der Piers 2—4 ist hiernach, die Rohrleitungen aufzunehmen und den Schiffen einen festen Liegeplatz zu gewähren.

Die Zugangsbrücke ist für eine Verkehrslast von 1500 kg/m² auf der gepflasterten Strecke und für eine fahr-bare Plattform von 66 t berechnet, um die großen Rohr-stücke auf ihr befördern zu können. Die Querbrücke am Wurzelende der Piers 2—4 ist für die gleichen Lasten konstruiert, und die Piers 2—4 selbst tragen 2500 kg/m². Besondere Rücksicht war bei der Durchführung der Pier-bauten auf die Wärmeausdehnung der Rohrleitung und auf die hydrodynamischen Kräfte des fließenden Öls und Wassers zu nehmen.

Die Fender haben den Winddruck auf die anlegenden Schiffe auszuhalten. Bei der Berechnung wurde ein Wind-druck von 100 kg/m² zugrunde gelegt, entsprechend einer Windgeschwindigkeit von etwa 100 km in der Stunde. Bei der Bestimmung der Schiffsstöße durch einen beladenen 34 000-Tonner war angenommen, daß der Tanker mit einer Geschwindigkeit von 10 cm/s anlegen, wodurch die Fender um 30 cm nachgeben und die Brückenkonstruktion sich um 2,5 cm durchbiegt. Obgleich die Piers niedrig erschei-nen, da sie nur wenig über Wasser aufragen, sind sie doch ansehnliche Bauwerke; denn die Spitzen der Pfähle stehen 25 m unter Mittel-Niedrigwasser, und die Oberflächen der Piers liegen noch bis zu 4 m darüber. Die Biegsamkeit der Fender und der Brückenkonstruktion schwächt die durch die Schiffe hervorgerufene Stoßkraft ab und schützt sowohl die Piers als auch die Schiffe. Die Biegsamkeit der Kon-



struktion darf die Sicherheit der Rohrleitungen natürlich nicht gefährden. Es war wirtschaftlich, die Zahl der zu rammenen Pfähle auf ein Minimum zu beschränken und Seitenkräfte durch schwere Rahmen aufzunehmen. Die Ausführung ließ, weil sich der weiche Boden von 11—16 m unter Mittel-Niedrigwasser erstreckte, keine seitlichen Stützpfähle zu. Man wählte für die Stahlpfähle ein Kasten-profil, das mit dicken Platten vernietet wurde. Die Pfähle haben Längen von 30 m und ein Gewicht von 8,7—14,5 t.

Die Joche der Zugangsbrücke bestehen aus 2 senkrechten Pfählen und die des Piers 2 aus 4 Pfählen. Für die Piers 3 und 4 wählte man 2 geneigte Pfähle. Die Rohrleitung auf der Querbrücke am Wurzelende der Piers begrenzte die zulässige Durchbiegung auf 2,5 cm. Um die Wärmeausdehnung zu berücksichtigen, waren die Brückenstege in Blocks von 90 m aufgeteilt und durch Temperaturfugen getrennt.

Für die Bodenuntersuchungen wurden wie üblich Bohrerproben entnommen. Dort, wo die Piers und die Querbrücke gebaut wurden, war ursprünglich nur eine Tiefe von 3,5 bis 4,5 m unter Mittel-Niedrigwasser vorhanden. Durch die Baggerungen wurde sie auf 11 m vergrößert. Unter dem weichen Boden findet sich eine tonige Masse, mit Muscheln und Moor durchsetzt, vor. Laboratoriumsversuche ergaben, daß 7,5 m unter der Hafensohle die zulässige Belastung zwischen 80 und 200 kg/cm² schwankte. Für die Gründung waren wie sonst folgende Gesichtspunkte zu beachten und Betrachtungen anzustellen: Die Böschungsneigung der



Abb. 4. Pier 3 mit ladenden Tankern.

abgebagerten Flächen, die Eindringung der Pfähle zur Erreichung der zu verlangenden Tragfähigkeit und die Art der Rammung. Eine abgetrepte Böschung von 1 zu 6 ließ sich herstellen. Eine Baggerung mit einem Schnitt von 2 m Höhe war möglich. Zur Zeit der Planung glaubte man nicht, daß die Rammung der Pfähle bis zu einer Tiefe von 9 m, die für die Standsicherheit für erforderlich gehalten wurde, durchführbar sein würde. Bei Verwendung einer Ramme mit einem Bärgewicht von 6½ t war die Rammung jedoch leichter, als vorher angenommen. 2 bis 5 Schläge auf 2,5 cm genügten; und ein Spülen erübrigt sich.

Die Zugangsbrücke ist zur Aufnahme von 35 Rohrleitungen vorgesehen, durch die das Öl auf die Ladeplattformen der Piers gedrückt wird. Die Leitungen liegen unter der Betondecke der Platten. In der Decke befinden sich Öffnungen für die Anschlußstücke. Als Ballast- und Frischwasserleitungen dienen mit Zement ausgekleidete gußeiserne Rohre. Die meisten Leitungen sind Wärmeunterschieden von 20–60 °C. ausgesetzt; sie sind an einzelnen Punkten verankert, und zwar derart, daß sich die Rohre nach beiden Seiten über die Ankerstellen ausdehnen können. Um den Reibungswiderstand zu verringern, sind die stärkeren Rohre (25 cm und mehr) auf Rollen gelagert und die schwächeren auf Gleitplatten. In die Dampfleitungen, die Temperaturschwankungen von 20–200 °C. ausgesetzt sind, mußten in 60 m Abständen Ausdehnungsschleifen eingebaut werden.

Besondere Aufmerksamkeit wurde auf den Schutz der Stahlkonstruktion gegen Rost verwandt. Die unterschiedlichsten Maßnahmen wurden getroffen. An gefährdeten Stellen, in erster Linie dort, wo die Konstruktion stark beansprucht ist, wurde das Schweißmaterial besonders dick aufgebracht. Etwas über und unter Wasser trug man eine schützende bituminöse Bekleidung auf, versah den Stahl mit Betonummantelung und behielt sich darüber hinaus vor, wenigstens für die erste Zeit eine anodische Oberflächenbehandlung vorzusehen. Alles Eisen erhielt doppelte Verzinkung entweder in der Werkstatt oder auf der Baustelle. Mit dem bituminösen Schutz versah man die Pfähle und alle stählernen Konstruktionsteile gleich nach

dem Abladen auf der Baustelle. Er wurde im Spritzverfahren aufgetragen; er ist 0,8 mm stark. Etwas über und unter Wasser sind die Pfähle mit einem Betonmantel umkleidet.

Die Verträge über die Vergebung der verschiedenen Arbeiten wurden auf Grund eines Wettbewerbs abgeschlossen. Die Baggerungen begannen im Februar 1947; sie waren schon im September gleichen Jahres beendet. Der erste Pfahl wurde im August 1947 gerammt und die Bauten des ersten Abschnitts bereits im September 1948 abgeschlossen. Die Planung und Leitung hatte die Firma Knappen. [Nach Civil Engineering 19 (1949) Märzh. S. 33.]

Erich Bunnies, Hamburg.

Schienenschweißung im längsten amerikanischen Tunnel.

Die Great Northern Railways hat sich dazu entschlossen, die Schienen des 12,5 km langen Cascade-Tunnels, des längsten Tunnels der Vereinigten Staaten, zu einem einzigen Strang zu verschweißen. Ein derartiges Gleis ist weniger der Korrosion und der Zerstörung durch das dauernde Hämmern auf die Stöße ausgesetzt. Die in Tunneln herrschende Feuchtigkeit beschleunigt bekanntlich von den Stoßverbindungen ausgehend die Verrostung und erhöht dadurch die Unterhaltungskosten.



Abb. 1. Die Schweißanlage entlang dem Betriebsgleis.

Geschweißte Schienen in Tunneln sind an sich nichts Neues, aber die von der Great Northern angewandte Methode zeigt einen bemerkenswerten Fortschritt gegenüber den bisherigen Verfahren.

Anlässlich des Ersatzes der bisherigen 54-kg-Schienen durch 57-kg-Schienen wurde 1949 das Gleis in der 6400 m



Abb. 2. Der Transport der fertiggeschweißten Schienen in dem Tunnel.

langen westlichen Tunnelhälfte verschweißt. Die Schweißanlage liegt unmittelbar vor dem Westportal des Tunnels (Abb. 1.) Sie soll 1950 auch für den Einbau des Gleises der östlichen Tunnelhälfte benutzt werden.

Das Hauptgerät der Schweißung ist eine unter Druck arbeitende Schweißmaschine. Die mit Chloräthyl ge-

reinigten und polierten Schienenenden werden geradegerichtet und unter einem Druck von 190 kg/cm² zusammengepreßt. Gasflammen, die mit einer Temperatur von 3300° C aus 125 Düsen ausstrahlen, erhitzen die Verbindung auf 1260° C. Nach einer 5 Minuten langen Einwirkung dieser starken Hitze und des hohen Druckes ist die Schweißung beendet. Die Schienen rücken vor, das überschüssige Schweißgut wird abgebrannt, und der nächste Stoß in die Maschine eingespannt. Die erstgenannte Schweißstelle wird dann abermals auf 850° C erhitzt, um die Schweißspannungen unschädlich zu machen. Dann wird die Schweißstelle abgeschliffen, mit der Flamme gereinigt, geölt und schließlich magnetisch durchflutet.

Der vorrückende Schienenstrang wird auf eine Reihe von niedrigen mit Rollen versehenen Tafelwagen gezogen und mit Krampen auf ihnen befestigt. Auf einem Zug von 25 Wagen können 12 Stränge von je 400 m Länge untergebracht werden. Es wurden aber jedesmal nur 3 Stränge transportiert (Abb. 2), da die Zugpausen zu kurz waren, um mehr Gleis auf einmal einzubauen.

Um diese 400 m langen Stränge abzuladen, wurde das rückwärtige Schienenende eines Stranges durch ein Drahtseil mit dem Gleiskörper verbunden. Der Zug glitt dann langsam unter dem Schienenstrang fort. Die Stöße zwischen den 400 m langen Teilstücken wurden an Ort und Stelle von Hand geschweißt. [Nach Eng. News-Record 143 (1949) Nr. 6 vom 11. 8. 1949, S. 38.]

Ernst Weiß, Berlin.

Vierendeel-Träger.

Der Anwendungsbereich der Rahmenträger (Vierendeel-Träger) ist in letzter Zeit erheblich gewachsen. Neben den technischen und wirtschaftlichen Vorteilen des Vierendeel-Trägers werden dabei besonders auch seine ästhetischen Vorzüge gerühmt. Bei den hier erwähnten Anwendungsbeispielen des Vierendeel-Trägers aus Italien ist auf das gute Aussehen besonders Gewicht gelegt. Nach dem am Schluß dieses Berichts genannten Aufsatz verleihen vollwandige Träger den Brücken zwar ein ruhiges und zu-

Dies gilt für alle 3 Typen von Vierendeel-Trägern, die praktisch in Frage kommen, nämlich solche mit parallelen Gurten, solche mit parallelen Gurten nur im Mittelteil des Trägers und auch für die Träger mit über die ganze Länge gekrümmten oder polygonalem Obergurt.

Die Herstellung der Vierendeel-Träger usw. ist durch Anwendung der Schweißung sehr vereinfacht worden. Die Innenansicht des Elektrostahlwerks der ILVA.

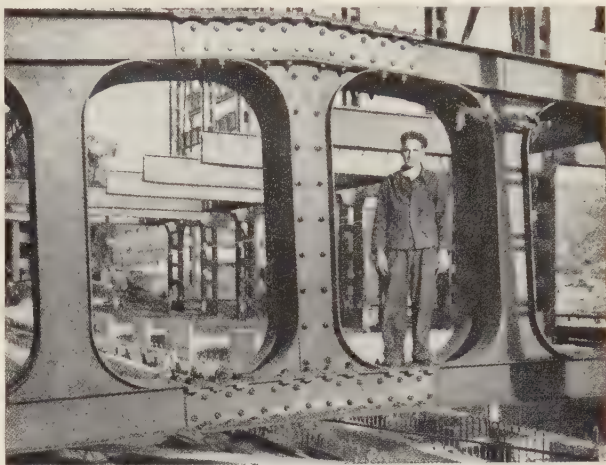


Abb. 2.

(Abb. 1) zeigt den großen Umfang, in dem der Vierendeel-Träger dort Anwendung gefunden hat. Die Hochbauten des Elektrostahlwerkes der ILVA sind ganz geschweißt.

Im Thomas-Stahlwerk ist die Konstruktion ebenfalls geschweißt, die Baustellenstöße sind dagegen geschraubt oder genietet worden. Abb. 2 zeigt den geschraubten



Abb. 1.

gleich festes Aussehen, für den Hochbau dagegen erscheine der Vierendeel-Träger oft besser geeignet, der ja etwa in der Mitte liegt zwischen vollwandigen Trägern und Fachwerk-Trägern.

Die hier abgebildeten Stahlkonstruktionen stammen vom Neubau des Stahlwerks der ILVA in der Nähe von Neapel. Die dort ausgeführten Vierendeel-Träger verdienen auch durch ihre Abmessungen Beachtung. Ihre Berechnung ist nach der von Vierendeel angegebenen Näherungsmethode durchgeführt, die ausreichend (auf etwa 6%) mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt.



Abb. 3.

Mittelstoß eines der großen Dachbinder des Thomas-Stahlwerks.

Die inneren Leibungen der Rahmenecken der Vierendeel-Träger sind im vorliegenden Falle durchweg nach Kreisbogen gekrümmt, deren Mittelpunkte in $\frac{1}{3}$ der Feldweiten liegen.

Eine weitere interessante Anwendung von Vierendeel-Trägern zeigt Abb. 3 mit den Rahmenstützen, Längsträgern und Querrahmen der Förderbahn. [Nach L'Ossature Métallique 14 (1949) S. 479—483.]

F. Schleicher, Düsseldorf.

Bau der Mississippi-Brücke bei Memphis.

Diese Fachwerkbrücke (Gerberträger) mit untenliegenden der Fahrbahn und Hauptöffnungen von $132 + 190 + 190 + 242 + 110$ m Spannweite ist bemerkenswert durch die Art der Montage, bei der in den mittleren drei Öffnungen — d. h. auf 622 m Länge — nur zwei Montageunterstützungen benötigt wurden. Nach der Errichtung von Vorlandbrücken auf Gerüst überbaute man mit dem Derrick A (Abb. 1) die linksseitige 132 m weite Öffnung 5 auf drei Gerüstböcken und rückte anschließend im Freivorbau in die 190 m weite Öffnung 4 vor, in der bis 123 m frei vorgebaut wurde.

Gleichzeitig errichteten zwei Schwimmkrane eine Montagestütze und zwei Fahrbahnfelder neben dem Pfeiler 3 und stellten darauf den Derrick B auf. Dieser Derrick ergänzte zunächst die beiden Fahrbahnfelder zur vollständigen Brückenkonstruktion und baute dann den Derrick A entgegen in Öffnung 4 vor. Um die so montierte Konstruktion im Gleichgewicht zu halten, bauten die Schwimmkrane zwei Felder in Öffnung 3 neben Pfeiler 3 ein und errichteten darauf den Derrick C, der den Vorbau in Öffnung 3 fortsetzte. Nach zwei vom Derrick C eingebauten Feldern wurde die Brücke in Öffnung 4 geschlossen und anschließend in Öffnung 3 wiederum bis 123 m Länge frei vorgebaut.

Der Derrick A wurde umgesetzt und montierte die Öffnung 1 in derselben Weise wie die Öffnung 5 mit anschließendem Freivorbau in Öffnung 2. Derrick B wurde am Pfeiler 2 auf zwei von Schwimmkranen montierten und von einer zweiten Montagestütze abgefangenen Feldern neu aufgestellt und baute in Öffnung 3 vor. Hierbei wurde das Gleichgewicht durch den ebenfalls umgesetzten Derrick C hergestellt, der in Öffnung 2 vorbaute. Als die Brücke in Öffnung 3 geschlossen wurde, war auf einer rd. 22 m breiten — von Pfeiler 2 und der zweiten Montagestütze gebildeten — Basis ein 110 m langes Brückenstück aufgebaut. Derrick C baute 121 m frei vor und traf mit Derrick A in der Mitte der 242 m weiten Öffnung 2 zusammen.

Das Schließen der Brücken erfolgte mit Hilfe von 500 t-Pressen in den Ober- und Untergurten und auf den Montagestützen, womit die Montagedurchbiegungen ausgeglichen wurden. Die Stäbe, in denen die Pressen eingebaut wurden, liegen in der Nähe der Gelenke; sie sind in Abb. 1 kenntlich gemacht.

Die Derricks liefen auf der Fahrbahn der Brücke und waren mit Rückstreben nach den Obergurten der Brücke zu abgestützt. Um die Lasten an der Montagespitze gering zu halten, wurden die Hubwinden nicht an den Derricks aufgestellt, sondern auf der Stahlkonstruktion in der Nähe der Pfeiler angeordnet und die Seile von dort zu den Derricks geführt. Für den Beginn der Arbeiten, als auf der Konstruktion noch kein Platz für die Winden war, wurden die Hubseile von einem Windenprahm aus betätigt. Zum

Schwenken der Ausleger dienten leichte Preßluftwinden, die mit den Derricks vorrückten. Die drei Derricks wurden bei der Montage soweit möglich von den beiden Schwimmkranen unterstützt.

Die beiden Montagestützen hatten außer den senkrechten Lasten noch beträchtliche Horizontalkräfte aufzunehmen. Jedes Joch bestand aus 32 Pfählen aus Breitflanschträgern, die eine Fachwerk-Pendelstütze auf einer Verteilungskonstruktion trugen. Zur Erhöhung der Seitensteifigkeit wurden die Pfähle in einer an besonderen Pfählen befestigten stählernen Führungskonstruktion gerammt.

Die Brücke ist mit den Flutöffnungen rd. 1600 m lang und trägt zwei 7,3 m breite Fahrbahnen, die durch einen 0,9 m breiten erhöhten Mittelstreifen getrennt sind, und zwei 1,5 m breite Fußwege, in Öffnung 1, in der als Ankerarm für die 242 m-Öffnung erhöhtes Eigengewicht nötig war, sind Fahrbahn und Fußwege aus Stahlbeton. In den übrigen Hauptöffnungen wurden für Fahrbahn und Fußwege mit Beton ausgefüllte stählerne Roste, die auf den Längsträgern aufgeschweißt wurden, verwendet. [Nach Engineering News-Record 143 (1949) Nr. 7, S. 32.]

Karl Heinz Seegers, Gustavsborg.

Stahlschalung beim Bau eines 4,7 km langen Tunnels.

Hinter der 48 m hohen Marcillac-Talsperre wird das Wasser einer Anzahl von Flußläufen zusammengefaßt, um in einem 4,7 km langen Stollen der Dordogne zugeführt zu werden. Der Stollen hat einen Ausbruchquerschnitt von rd. 9 m^2 ; sein Lichtraum nach Auskleidung mit Beton beträgt $6,46 \text{ m}^2$. Der Ausbruch ist von drei „Fenstern“ aus durchgeführt worden. Beim Bau hat man mit Rücksicht auf die Zeitverhältnisse von weitgehender Mechanisierung der Arbeitsvorgänge absehen müssen, hat vielmehr französische Bergleute mit den Hilfsmitteln einsetzen müssen, wie sie 1946 bis 1948 verfügbar waren.



Abb. 1. Stahlschalung.

An dem obersten Fenster arbeiteten drei Trupps zu zehn Mann mit je drei bis vier Drucklufthämmern in sehr brüchigem Gebirge. Neben der Druckluft floß den Hämmern Druckwasser zur Spülung zu. Da der Stollen von hier aus in Richtung des Gefälles vorgetrieben wurde, hatte es Schwierigkeiten, das Wasser abzuführen, wozu Fliehkraftpumpen, abwechselnd mit Kolbenpumpen, angetrieben durch Druckluft, dienten. Je 18 bis 20 Bohrlöcher an der Stollenbrust wurden auf einmal elektrisch gezündet. Der Baufortschritt des Ausbruchs in nicht ausgezimmertem Gebirge betrug täglich 4,5 m. Der Schotter wurde mit kurzstieligen Löffelbaggern verladen und mit elektrisch angetriebenen Zugmaschinen abgefordert.

Die Auszimmerung in den durch Gebirgsdruck gefährdeten Streckenteilen in bergmännischer Art wurde durch die Verwendung von Stahlschalungen vermieden, hinter die der zur Auskleidung dienende Beton eingebracht wurde. Die Schalungen ließen genügend lichten Raum zur Durchfahrt der Züge mit dem Abraum.

Im standfesten Gebirge wurde mit einem vier Hämmer tragenden Vorschubgerüst gearbeitet. Hier schritt der Ausbruch täglich 5 bis 7 m vorwärts. Er wurde durch die

Förderleistung des Schachts am unteren Stollenmund begrenzt.

In besonders gefährdeten Stollenteilen wurde die Betonauskleidung von Hand eingebaut, nachdem Bergleute die Auszimmerung beseitigt hatten. Auf diese Art wurde u. a. eine Verwerfung überschritten, die mit zwei übereinander stehenden Rahmen von 4 m Höhe ausgezimmert war. An anderen Stellen wurde die Auszimmerung durch Stahlbetonringe ersetzt, die, in drei Teilen außer-

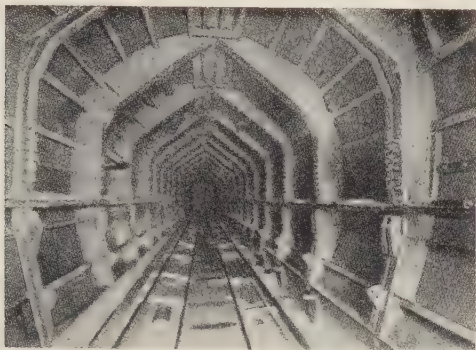


Abb. 2. Gleitschalung.

halb des Stollens hergestellt, einbaufertig angeliefert wurden. Der Beton wurde hier in einer Druckluftleitung herangefördert.

In Strecken mit standfestem Gebirge arbeitete der Unternehmer mit Gleitschalungen aus Stahl, von denen immer die letzte, zusammengeklappt, auf den Schienen vorgeschoben wurde. Der Beton wurde hier in mit Dieselschleppern gezogenen Wagenzügen vorgebracht. Die Gleitschalungen, 80 m lang, ließen sich sowohl in den kreisförmigen wie in den hufeisenförmigen Querschnitten des Stollens verwenden. Auf diese Art wurde eine fast fugenlose Betonauskleidung geschaffen, die Arbeitsfuge zwischen den in jedem Arbeitsgang eingebrachten Betonabschnitten blieb fast unsichtbar. Täglich wurde der Beton für eine 10 bis 15 m lange Stollenstrecke — etwa 45 m³ Beton — eingebracht, welche Leistung später bis auf etwa 17 m je Tag gesteigert werden konnte. (Nach La Technique des Travaux 24 [1948] S. 180.)

Friedrich Wernecke, Kempfenhausen.

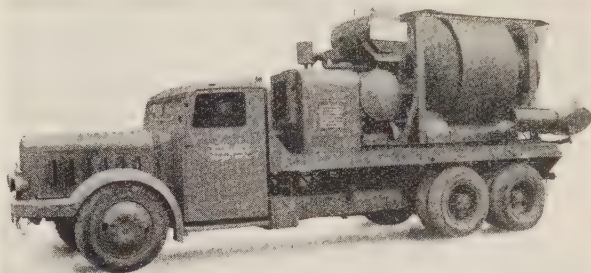
Mischer für Transportbeton.

Bei der am 28. 4. 1949 in Frankfurt/Main stattgefundenen Besprechung der Arbeitsgruppe Gerätewesen bei der Deutschen Studiengesellschaft für Trümmerverwertung e. V. mit Vertretern der Firma Josef Vögele, Mannheim, und Otto Kaiser, Oberlahnstein, wurde die Verwendung von Transportbeton als Rationalisierungsmaßnahme des Bau-

betriebs mit Bezug auf eine zu erstrebende Verbilligung im Serien-Wohnhausbau bei Anwendung der Schüttbeton-Bauweise empfohlen bzw. angestrebt. Dabei herrschte Übereinstimmung, daß der Beton vor dem Transport fertig gemischt und während des Transports nur umgerührt werden soll (Agitator-Gerät). Außerdem wurde als wünschenswert angesehen, daß mit dem Transportgefäß sowohl Schwerbeton als auch Schüttbeton befördert werden kann.

1941 hatte Otto Kaiser den ersten deutschen Liefermischer (Mischgut wurde an der Aufgabestelle trocken aufgegeben und etwa 5 Min. vor Eintreffen an der Baustelle nach erfolgter Wasserzugabe während der Fahrt gemischt) für 2,5 m³ Fassungsvermögen hergestellt. Er wurde bei Befestigungsarbeiten eingesetzt. Der Transportweg lag dabei zwischen 10 und 20 Kilometer. Da infolge des Krieges kein dieser Mischergröße entsprechendes Fahrzeug zur Verfügung stand, wurde dieser Mischer auf einen Panzertransportwagen aufgebaut. Dadurch baute der Mischer (siehe Abb.) nicht nur sehr hoch, sondern wirkte auch sehr schwer. Das Einfüllen und Entleeren wurde dabei durch einen am hinteren Trommelende angebrachten und um 180° schwenkbaren Trichter vorgenommen.

Neuerdings wird von den beiden vorgenannten Firmen ein den heutigen Verhältnissen entsprechender Mischer für 1,5 m³ Fassungsvermögen bei Schwerbeton und 2,0 m³ bei Leichtbeton entwickelt, der sowohl als Agitator als



auch als Liefermischer Verwendung finden kann. Als Fahrzeug ist dabei ein gewöhnlicher LKW von 5 t Tragkraft vorgesehen, der jederzeit wieder für den allgemeinen Gebrauch benutzt werden kann. Dabei wäre es vorteilhaft, zu prüfen, ob sich Transportbehälter verwenden ließen, die auf der Baustelle auswechselbar sind und unmittelbar an ein Hebezeug zum Entleeren zwischen der Schalung aufgehängt werden können. Für die Verwendung von Transportbeton ist eine zweckmäßige, d. h. dieser Betonart angepaßte Baustelleneinrichtung sehr wesentlich (Kranbrücke, leichter Turmkran usw.).

Dipl.-Ing. Erich Rathsmann, München.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Keil, Dr. phil. Fritz: **Hochofenschlacke**. 346 S., Größe DIN C 5, mit 107 Abb. und 79 Zahlentafeln. Düsseldorf: Verlag Stahlisen m. b. H. 1949. Preis DMark 32,50, Ganzleinen.

Neben etwa 1000 t Roheisen verlassen den Hochofen täglich rund 700 t Hochofenschlacken. Raummengenmäßig ist der Schlackenanteil wegen der stark unterschiedlichen Einheitsgewichte ein Vielfaches der Roheisenquote. Mit der Wissenschaft und Technik dieses reichlich anfallenden, silikatischen Nebenprodukts der Hütten befaßt sich das vorliegende Werk. Zunächst sind Schlackenarten, Entstehung, chemische Natur und Gefüge beschrieben. Sodann werden die Verwendung der schnellgeköhlten Hochofenschlacke zu Bindemitteln, Hüttensteinen, Hüttenschwemmsteinen und Hüttenbims, die Verarbeitung der langsam erkalteten Stückschlacke im Straßen-, Wege- und Gleisbau, ihre Aufarbeitung zu Mörtel- und Betonzuschlagstoffen und schließlich zu Beton behandelt. Abschließend folgt die Betrachtung einiger Sonderanwendungsgebiete: Schlackenwolle, Hochofenschlacke als Düngemittel, im Bergbau und bei der Glaserzeugung. Die ausgefeilten, klaren, die wissenschaftlichen Zusammenhänge genau verfolgenden Ausführungen sind durch viele Bilder

veranschaulicht und sorgfältig durch Hinweise auf das Schrifttum belegt. Wichtige Daten der geschichtlichen Entwicklung der Hochofenschlackenforschung und -anwendung sind festgehalten, die einschlägigen Normblätter, Richtlinien und Vorschriften in Wortlaut aufgenommen. Druck, Gesamtausstattung und Bilder sind vortrefflich.

Seit die 1934 erschienene 2. Auflage des Buches von A. Guttman: „Die Verwendung der Hochofenschlacke“ vergriffen war, fehlte es an einer geschlossenen, den neuesten Stand erfassenden Darstellung dieses Gebietes, ein empfindlicher Mangel angesichts der stürmischen Entwicklung auf dem Felde des Leichtbetons und neuerdings besonders im Hinblick auf die brennenden Baustofffragen im Zusammenhang mit dem Wiederaufbau. Diesem Interregnum bereitet das mit hingabevoller Gründlichkeit geschriebene Buch Keils ein Ende. Die Männer der Wissenschaft und Lehre wie die Praktiker, die mit Bindemitteln, Mörtel, Beton und Leichtbeton forschend, lehrend oder anwendend zu tun haben, finden in dem ausgezeichneten Werk die entbehrten Unterlagen und werden es daher jederzeit zur Hand haben müssen. Den Studierenden des Bau- und Hüttenfaches wird es ein willkommenes Lehrbuch sein.

A. Hummel, Aachen.

Tölke, Prof. Dr.-Ing. habil. Friedrich, Karlsruhe (Baden): Baustatik (Seil-, Stab-, Balken- und Bogen-Tragwerke). X u. 304 S., Gr. 12,5 · 19,5 cm, mit 592 Abb. Heidelberg: Carl Winter Universitätsverlag, 1949. Preis: In Leinen geb. DMark 10,80.

Für Leser, die mit den Elementen der Mechanik und mit den wichtigsten Gedankengängen der Höheren Mathematik vertraut sind, werden in ansprechender Weise Formeln und Verfahren zum Festigkeitsnachweis einfacher Systeme entwickelt und auf zahlreiche Beispiele angewendet. Ausführlich behandelt werden Seile, ebene Fachwerke, Balken, Bogen und einfache Rahmen (letztere auch normal zu ihrer Ebene belastet) sowie auf Torsion beanspruchte Stäbe; besonders berücksichtigt wird die Stabilität des Stabes sowie die von einfachen Rahmen und Bogen in deren Ebene. In den einzelnen Abschnitten werden statisch bestimmte und statisch unbestimmte Ausbildungsarten nebeneinander behandelt, wie es sich bei der Abwandlung statisch bestimmter Elementarformen ergibt. Je nachdem, wie eine bequeme Behandlung zu erzielen ist, wird teils die Kraftmethode, teils die Deformationsmethode herangezogen, gelegentlich auch der Gedanke der Belastungsumstellung verwendet. Um die Endergebnisse möglichst in geschlossenen Formeln wiedergeben zu können, wird besonderer Wert auf die Greensche Funktion gelegt und wiederholt von der Differenzenrechnung Gebrauch gemacht; letzterem zuliebe wird die nähere Behandlung von durchlaufenden Trägern usw. auf den Sonderfall gleich ausgebildeter Felder beschränkt. Bei dieser Darstellungsweise konnte auf knappem Raum mancher Hinweis auf statische Eigenarten der Systeme und auf Gestaltungsgrundsätze, besonders für Bogenträger, eingeschaltet werden; allerdings kann es sein, daß dabei die Gedankengänge mancher Leser etwas eng an die behandelten Systeme gebunden bleiben.

A. Teichmann, Berlin.

Kaufmann, Dr.-Ing. habil. Walther, o. Prof. der Mechanik an der Techn. Hochschule zu München. Einführung in die Technische Mechanik, Erster Band: Statik starrer Körper. 166 S., Gr. 17,5 × 24,5 cm, mit 194 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1949. DM 15,— Ladenpreis, kart.

Das Buch stellt den ersten Band einer Einführung in die Techn. Mechanik dar, in deren weiteren Bänden die Festigkeitslehre, die Dynamik und die Hydromechanik behandelt werden sollen. Die Voranstellung der Statik starrer Körper erfolgte mit Rücksicht darauf, daß diese bereits dem mit der Höheren Mathematik noch wenig vertrauten Studenten wohlverständlich ist und ihm zugleich eine wertvolle Grundlage für seine ersten konstruktiven Unterweisungen gibt. Nach kurzen Darlegungen über die Grundbegriffe und Grundsätze der klassischen Mechanik sowie über das Rechnen mit Vektoren werden die Sätze über Kräftegruppen am Massenpunkt und am starren Körper entwickelt und durch eine Abhandlung über den Schwerpunkt ergänzt. Anschließend werden gestützte Körper hinsichtlich ihrer Auflager- und Schnitt-Kräfte bzw. -Momente behandelt, dabei insbes. der Balken, verschiedene Formen von Gelenkträgern, die Kette und das Seil (dabei, über das Übliche hinausgehend, die Gelenkstangen-Kette), weiterhin ebene und räumliche Fachwerke. Ein Abschnitt über die Reibung, in dem auf die technisch wichtigen Einzelfälle eingegangen wird, und ein kurzer Abschnitt über das Prinzip der virtuellen Verrückungen im Hinblick auf die Lösung von Gleichgewichtsaufgaben beschließen die Darstellung. — Analytische und graphische Betrachtungsweisen werden in gleichem Maße gewürdigt; von einer Behandlung der Einflußlinien wird, dem Charakter einer Einführung entsprechend, abgesehen. Hervorzuheben ist die elegante und durch einprägsame Abbildungen gestützte Durchführung aller Gedankengänge, bei der es dem Studenten eine Freude sein wird, in die Grundlagen der Statik einzudringen; ebenso ist auf die Zügigkeit der Darstellung hinzuweisen, die jede der durchgeführten Entwicklungen zu einem Beispiel für exaktes und zielbewußtes Denken, sowohl in technischer als auch in allgemeiner Hinsicht, macht.

A. Teichmann, Berlin.

Schaper, Gottwalt, weil. Ministerialdirigent und Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. e. h. Stählerne Brücken. 7. vollkommen neu bearbeitete und erweiterte Auflage in drei Bänden. Bearbeitet von Reg.-Baumeister a. D. Kurt Brückner und Ministerialrat Eugen Ernst. Band I, Teil I. 207 S., Gr. 17 · 23,5 cm mit 248 Abb. Berlin: Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, 1949. Preis 20,50 DMark gebunden.

Der vorliegende erste Teilband enthält eine Neubearbeitung der Kapitel Baustoff, Stahl und Verbindungsmittel. Bei aller Wertschätzung des klassischen Buches von Schaper kann festgestellt werden, daß die Bearbeiter sozusagen ein ganz neues Buch gegeben haben, in dem von dem alten Werk wenig mehr zu finden ist. Das Unternehmen der Modernisierung ist gut gelungen und es bleibt lediglich zu hoffen, daß die weiteren Teilbände dieses Standardwerkes recht bald folgen und ebenso gelingen möchten, wie das vorliegende Buch.

Mit Rücksicht auf die Deutlichkeit der Photos wäre allerdings sehr erwünscht, daß für die weiteren Bände ein noch etwas besseres Druckpapier benutzt würde.

Ferd. Schleicher, Düsseldorf.

Fonrobert, F. †, Baurat, Dr.-Ing., Holzminden, und Prof. Dr.-Ing. habil. W. Stoy, Braunschweig: Holz-Nagelbau. 6. neubearb. Aufl., 64 S., Gr. DIN A 5, mit 68 Abb. Berlin: Verlag von W. Ernst & Sohn, 1949. Preis geh. 3,60 DMark.

Das Büchlein setzt sich zum Ziel, der Praxis eine auf wissenschaftlichen Untersuchungen und praktischen Erfahrungen fußende Anweisung zur Anwendung der Nagelbauweise in die Hand zu geben. Nach Darlegung wissenschaftlicher Versuchsergebnisse und einer Erläuterung von DIN 1052 für Nagelverbindungen folgen kurze Angaben über genagelte Fachwerkträger (in der Anwendung auf Dachbinder beschränkt) und genagelte Balken sowie Brettwandträger. Die hier einmal eindeutig gegebene Definition dieser letzteren, immer wieder verwechselten Bauformen ist besonders zu begrüßen. Einigen praktischen Anweisungen für die Ausführung, in übersichtliche Tafeln zusammengefaßt, schließen sich Berechnungsbeispiele an, die auch dem weniger Geschulten die einwandfreie Durchbildung der Nagelverbindungen ermöglichen. (Es würde sich vielleicht empfehlen, als Muster außermittig ausgebildete Knotenpunkte zu vermeiden; zumindest sollten die durch außermittige Anschlüsse und Abweichung von Netzlinie und Stabschwerachse hervorgerufenen Nebenspannungen behandelt werden, um die nachteiligen Folgen solcher Anordnungen zu kennzeichnen.) Es folgt die Beschreibung ausgeführter Beispiele, die den Hauptteil des Büchleins ausmacht und über einfache Fachwerk- und Brettwandbinder bis zu kühnen Sonderkonstruktionen führt. Ein umfassender Schriftumsnachweis regt den interessierten Leser zur weiteren Vertiefung an.

Falls eine Erweiterung möglich, würde für eine spätere Auflage ein kurzer Abschnitt über die Wirtschaftlichkeit dieser im Vergleich zu konkurrierenden Bauweisen wertvoll sein. Die ablehnende Kritik gegenüber den Vorschlägen anderer Forscher muß als etwas einscitig empfunden werden. Auch wird die Beurteilung der Holzbauweise mit Leimverbindungen, mit der besonders in den Ver. Staaten v. A. beste Erfahrungen gemacht sind, dieser Verbindungsart nicht ganz gerecht. Eine sorgfältige Durchsicht auf Druckfehler und andere Kleinigkeiten (z. B. Darstellung des Multiplikationszeichens $\times$ oder $\cdot$ u. ä.) und Verbesserung der Bild Darstellungen, die teilweise wenig deutlich herausgekommen sind, wäre vorteilhaft. Diese Anregungen wollen und sollen den Wert des vorliegenden Buches in keiner Weise schmälern. Es wird, für die Praxis geschrieben, der Anwendung und dem Fortschritt der Nagelbauweise wertvolle Dienste leisten und — mit vollem Recht — den Freunden der ersten 5 Auflagen neue hinzugewinnen.

C. J. Hoppe, Frankfurt/Main.

Forschungsanstalt für Gewässerkunde: Vorl. Richtlinien für die Errichtung von Pegelanlagen, 47 S. u. 16 S. mit 21 Abb., Gr. Din A 5, Bielefeld: Selbstverlag der Bundesanstalt für Gewässerkunde, 1949. Preis brosch. 3,— DMark.

Grundlage aller wasserwirtschaftlichen Planungen und wasserbautechnischen Ausführungen sind außer dem sorgfältig ausgewählten Netz die Beobachtungen der Wasserstände an den Pegeln. Nur eine strömungstechnisch richtige Aufstellung ergibt einwandfreie Überlesungen vom NW bis HHW, ebenso erfordert die Übertragung der Anzeige auf das Ablesegerät Einrichtungen, die bei jeder Witterung arbeiten. Die vorläufigen Richtlinien enthalten ins einzelne gehende Angaben über den Aufbau der Pegelstationen, die Einrichtung der Latten- und Schreibpegel, der Schwimmerschreibpegel mit ihren Sondergeräten und der Fern- und Sonderpegel. Es ist eine ausgezeichnete Arbeit, entstanden aus einer Fülle von Erfahrungen und aus kritischen Betrachtungen der zahlreichen Neuerungen auf diesem Gebiet.

H. Wittmann, Karlsruhe.

Keyl, Ludwig, Oberbaurat: **Wasserkraftmaschinen und Wasserkraftanlagen**. Neubearbeitet von Dipl.-Ing. Hans Häckert. 3. Aufl. (Nachdruck der 2. Aufl.) 228 S., Gr. Din A 5 mit 125 Abb. Stuttgart: K. F. Koehler Verlag, 1949. Preis kart. 7,50 DMark.

Das Buch behandelt die Turbinentechnik und (auf etwa einem Drittel seines Umfangs) die Wasserkraftanlagen. Die Turbinen werden ausführlich und theoretisch genau behandelt und das Ganze wird eingerahmt von einer kurzen Besprechung der Wasserkraftanlagen, u. zw. der Werke zum Aufstauen und zum Weiterleiten des Wassers. Sehr gut sind die Zusammenstellung häufig angewandter Formelzeichen und die Zusammenstellung der wichtigsten Formeln. Am Ende eines jeden Abschnittes ist eine Zusammenstellung des wichtigsten Schrifttums gegeben und am Anfang ein allgemeines Schrifttumsverzeichnis. Das Buch kann vor allem Turbineningenieuren, aber auch Wasserkraftingenieuren empfohlen werden.

Dieses günstige Urteil soll nicht hindern, auf einiges hinzuweisen, was man bei einer weiteren Auflage des Buches ausmerzen könnte. Z. B. sind die Wehre zu kurz behandelt, das Rollschütz ist auf $\frac{1}{4}$ Seite besprochen. Auch sind bei anderen Wehren die größten Abmessungen angegeben, hier aber nicht. Ein Bild eines Rollschützes fehlt. Einige Bilder sind schlecht zu entziffern, z. B. Abb. 6 und 42. Im Schrifttumsverzeichnis fehlt der „Bauingenieur“. Darin muß es außerdem heißen Ludin: Wasserkraftanlagen, 1934, und Ludin: Die Wasserkraft, 1913. Die Lebensdauer ist auf S. 204 für Freileitungen mit 100 Jahren angegeben. Es wäre wohl besser, statt dessen 25 Jahre zu nehmen und für Kabel 20 Jahre anstatt 50 Jahre.

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Pirath, Carl, Dr.-Ing. o. Prof. an der Techn. Hochschule Stuttgart: **Die Grundlagen der Verkehrswirtschaft**, 2. erw. Aufl., 316 S., Größe 17×26 cm. Mit 120 Abb. Berlin, Göttingen, Heidelberg: Springer-Verlag. 1949. Preis kart. DMark 36,—, geb. DMark 39,—.

Die Disposition der 1. Auflage ist im wesentlichen beibehalten worden, da sich das Buch in der zehnjährigen Anwendungszeit sehr gut bewährt hat. Im Hinblick auf die großen Aufgaben auf dem Gebiete der Landesplanung und des Wiederaufbaues wurde der Abschnitt „Verkehr und Raumordnung“ neu eingefügt. Dadurch wird vor allem der Verkehrsplaner mit den Problemen und den Methoden zu ihrer Lösung nach dem heutigen Stande unserer Erkenntnisse vertraut gemacht. In dem ebenfalls neu aufgenommenen Abschnitt „Staat und Verkehr im Wandel der Zeiten“ werden Sinn und Ziel der Verkehrspolitik und Art und Gegenstand des Verhältnisses zwischen Staat und Verkehr in den verschiedenen Zeitperioden, im Altertum, Mittelalter und in der Neuzeit, aufgezeigt. Die übrigen Abschnitte des Werkes seien kurz aufgeführt: Die Verkehrswirtschaft und ihre Bedeutung für die Allgemeinheit, die Verkehrsbedürfnisse und die Ausdrucksformen des Verkehrs, Die betriebs- und verkehrswirtschaftl. Grundlagen der verschiedenen Verkehrsmittel, Wissenschaftl. Betriebsführung im Verkehrswesen, Die organisatorischen Grundlagen der Verkehrsmittel und Die Synthese der verschiedenen Verkehrsmittel im Dienste der Volkswirtschaft. Von besonderem Werte ist das umfassende Quellenverzeichnis.

Das Werk Piraths ist als unentbehrliche Grundlage für das Studium der Verkehrsingenieure an den Techn.

Hochschulen anzusehen. Aber auch dem Volkswirt und Geographen sowie jedem, der in Forschung und Lehre auf dem Gebiete des Verkehrswesens tätig ist, ist es wärmstens zu empfehlen.

Joh. Schlums, Hannover.

Schimpke, Prof. Dr.-Ing. Paul, Chemnitz, und Ober-Ing. Hans A. Horn, Berlin-Charl.: **Praktisches Handbuch der gesamten Schweißtechnik**. II. Band: Elektrische Schweißtechnik. Fünfte Neubearb. und vermehrte Aufl. X u. 444 S., Gr. 8° mit 520 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag. 1950. Preis DMark 28,50 Ganzleinen.

Nach dem I. Band „Gasschweiß- und Schneidtechnik“, der seit 1948 in 4. Auflage vorliegt, ist nunmehr auch der II. Band „Elektrische Schweißtechnik“, in allen Abschnitten völlig überarbeitet und auf den neuesten Stand gebracht, neu erschienen. Der II. Band des Handbuchs enthält eine Darstellung aller praktisch in Frage kommenden elektrischen Schweißverfahren. Der Lichtbogenschweißung und ihren Anwendungen ist mehr als die Hälfte des Bandes gewidmet, aber auch die Widerstandsschweißung und die Gas-elektrischen Schweißverfahren sind nicht zu kurz gekommen. Besonders erwähnt seien die immer mehr an Bedeutung gewinnenden automatischen Schweißverfahren, insbesondere das Verfahren Elin-Hafergut und das Ellira-Verfahren. Weitere Abschnitte befassen sich mit der Güte der Schweißnähte und ihrer Prüfung, sowie mit den Leistungen und Kosten der elektrischen Schweißverfahren. Das Hauptgewicht liegt auch bei der neuen Auflage bei der Herstellung der Schweißungen. Die Berechnung der Schweißverbindungen ist nur kurz gestreift. Die Anwendungsmöglichkeiten sind an vielen Beispielen aus allen Gebieten erläutert.

Das Buch ist geeignet, den Bauingenieuren im Büro sowie im Betrieb und auf der Baustelle alle gewünschten Aufklärungen über die Ausführung der elektrischen Schweißungen, insbesondere der Lichtbogenschweißungen, zu vermitteln.

Ferd. Schleicher, Düsseldorf.

Tölke, Prof. Dr.-Ing. Friedrich: **Veröffentlichungen zur Erforschung der Druckstoßprobleme in Wasserkraftanlagen und Rohrleitungen**. 1. Heft. 137 S., Gr. 28×20 cm, mit 135 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag. 1949. Preis geh. DMark 24,—.

Der erste Bericht des Deutschen Druckstoßausschusses liegt nunmehr mit 6 Beiträgen namhafter Fachleute vor. — Mit der Normung der Formelzeichen beschäftigt sich ein Beitrag von P. Böss. — A. Hruschka stellt die möglichen Ursachen von Druckstoßen zusammen, wie sie beim normalen Kraftwerksbetrieb vorliegen oder sich aus zufällig zusammentreffenden Einzelbedingungen ergeben können. — Den Bruch einer Kraftwerksleitung infolge unrichtiger Steuerung einer Drosselklappe behandelt R. Thomann. — Einen beachtlichen theoretischen Beitrag bringt F. Tölke mit seiner Arbeit über den Druckstoß in einsträngigen abgestuften Rohrleitungen, die, unter Benutzung der bekannten Ergebnisse von Evangelisti, zu einer sehr brauchbaren Lösung führt. Diese wird weiterhin auf Öffnungsstöße bei vernachlässigter Reibung angewendet und in einem Zahlenbeispiel erläutert. — Sehr interessant sind die Druckstoßversuche an einem Kraftwerk mit gleichbleibenden Rohrabmessungen, die W. Leitner beschreibt und mit den Ergebnissen theoretischer Berechnungen vergleicht. Es zeigt sich gute Übereinstimmung, bis auf gewisse Einzelheiten in den späteren Phasen, was jedoch auf Unvollkommenheiten in der Regelung zurückzuführen sein dürfte. — W. Wiederhold und A. Geromiller behandeln die Verhältnisse bei langen Wasserversorgungsleitungen, wo die Reibungseinflüsse besondere Anforderungen an die Regulierorgane bedingen. — Die Veröffentlichung kann allen Interessierten bestens empfohlen werden.

Josef Frank, Erlangen.

Pöschl, Dr.-Ing. Theodor, o. Prof. an der Techn. Hochschule in Karlsruhe: **Lehrbuch der Technischen Mechanik für Ingenieure und Physiker**. Zum Gebrauche bei Vorlesungen und zum Selbststudium. Erster Band: **Statik und Dynamik**. 3. umgearbeitete Aufl. 343 S., Gr. 8°, mit 257 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag. 1949. Preis DMark 25,— geb., DMark 22,50 geheftet.

Unter Vermeiden entbehrlicher Ausschmückungen bringt das Buch in knapper Form die wichtigsten Lehren der Statik und Dynamik. Viele Übungen und Aufgaben zeugen von der Mannigfaltigkeit in den Anwendungen der einfachen Grundgesetze. Nach eingehenden Erläuterungen der Grundbegriffe und einer Einführung in die Vektoralgebra wird die Statik behandelt: Die Kräftegruppe am Punkt, in der Ebene und im Raum, die Reibung und das Prinzip der virtuellen Arbeiten. Dann folgen nach Darstellung der geometrischen Bewegungsverhältnisse die Grundprobleme der Dynamik des Punktes und des starren Körpers. Zum Schluß werden der Stoß und die Theorie der mechanischen Ähnlichkeit behandelt. Anschaulich sind die zwischengeschalteten Übersichten, wie z. B. die verschiedenen Lagerungen, die Darstellung von Geschwindigkeiten und Beschleunigungen in den verschiedenen Koordinatensystemen, über die Schwingungen eingliedriger Systeme usw. Die Abbildungen sind sauber und klar, Text und Rechnungen übersichtlich voneinander getrennt. So vermittelt das Buch nicht nur die Grundlagen der Mechanik, wie sie etwa in der Stammvorlesung an Techn. Hochschulen vorgetragen werden, sondern erzieht auch zur sorgfältigen und systematischen Anordnung eigener Rechnungen und Arbeiten. Das Buch ist ausgezeichnet geeignet für Studierende zum Gebrauch neben der Vorlesung, aber auch ganz besonders wegen seiner klaren und flüssigen Form zum Auffrischen verlorengegangener Kenntnisse.

Horst Müller, Bremen.

Hummel, A., Dr.-Ing., und Dr. phil. K. Charisius: Baustoffprüfungen. 2. verbesserte Auflage V, 312 Seiten, 370 Zahlentafeln und 51 Abbildungen. Verlagsgesellschaft m. b. H. Max Lipfert, Berlin W. 8. 1949. DM 12,—.

Die erste Auflage des Buches erschien 1946. Das Buch ist besonders dadurch so wertvoll, weil es von einem unserer bekanntesten Spezialisten auf dem Gebiete der Materialprüfung, insbesondere des Betons, Herrn Prof. Dr.-Ing. Hummel in enger Zusammenarbeit mit Dr. Charisius, einem erfahrenen, in Baukreisen sehr bekannten Baustoffchemiker, verfaßt ist.

Auch in der Praxis sollte mehr Wert auf solche Zusammenarbeit gelegt werden. Der reiche Inhalt der ersten Auflage ist durch Abschnitte über Anhydritbinder, Braunkohlenasche und den Baustoff Lehm ergänzt worden. Das Buch zeigt in klarer, übersichtlicher, leichtverständlicher Weise, welche Anforderungen an die Baustoffe gestellt werden und welche Prüfungen auf Baustellen und im Laboratorium durchgeführt werden müssen. Denn was nützt die beste statische Berechnung, die bestimmte Anforderungen an die Baustoffe voraussetzen muß, wenn diese von den Baustoffen nicht erfüllt werden.

Es hieße Eulen nach Athen tragen, noch einmal das Buch den Bauschaffenden zu empfehlen, denn das Buch spricht für sich selbst. Th. Kristen, Braunschweig.

Anger, Dr.-Ing. Georg: Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger, Band I, 6. erw. Aufl., 221 S., DIN A 5, mit 284 Text-Abb. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1949. DMark 15,— kart.

Die „Zehnteiligen Einflußlinien“ von Anger sind so bekannt, daß es sich erübrigt, auf ihre Bedeutung hinzuweisen. A. hat nun durch einen 1. und 2. Band eine Erweiterung seines Buches vorgenommen, und der 3. Band enthält die Einflußlinien der früheren Ausgabe.

Der vorliegende Band I enthält die Grundlagen der Berechnung durchlaufender Balken, sehr ausführliche Tabellen über Auflagerdrucke, Momente, Momentenflächen-Auflagerdrucke und Belastungsgleichwerte für die verschiedensten Belastungen. Sodann werden für durchlaufende Träger bis zu 10 Feldern verschiedener Stützweiten mit Kragarm, mit freigelagerten und eingespannten Trägerenden gebrauchsfertige Formeln für die Stützmomente angegeben, die eine rein schematische Berechnung wohl für alle vorkommenden Fälle gestatten. Die Rechnung führt allerdings, wie nicht anders zu erwarten, nur über eine mit der Felderzahl wachsende erhebliche Anzahl von Hilfswerten zum Ziel und entbehrt somit der stetigen unabhängigen Kontrolle. Mir scheint ein Bedürfnis für eine so weitgehende Schematisierung — abgesehen von der darin liegenden Gefahr — nicht vorzuliegen und ein Zeitgewinn, jedenfalls für den geübten Statiker, zweifelhaft.

Ernst Kohl, Braunschweig.

Taschenbuch für den eisenbahntechnischen Dienst 1950. Dr. Arthur Tetzlaff-Verlag, Frankfurt/Main und Berlin-Zehlendorf. 1949. 320 S., Gr. DIN A 6. Preis: in Leinen geb. DMark 5,—.

Kreher, Lothar, Reg.-Gewerberat, Dipl.-Ing. und Wohland, Emil, Prof. Dipl.-Ing.: Planung gewerblicher Bauten (Sammlung von Vorschriften). Ein praktischer Wegweiser zum Gebrauch an technischen Lehranstalten sowie für den planenden Architekten und Ingenieur. 412 S., Gr. 15×22 cm, mit Bildern. München: Bayerischer Schulbuch-Verlag, 1949. DMark 9,—. Halbleinen.

Göderitz, Johannes, Prof., Stadtbaurat in Braunschweig, und Assessor Wilhelm Blunck, bei der städt. Bauverwaltung Braunschweig: Das Aufbaugesetz von Niedersachsen. 456 S. Gr. 12×17 cm. Göttingen: Verlag Otto Schwartz & Co., 1950. Preis DMark 14,—. Halbleinen.

Victor Bataille: Tableaux pour le Calcul rapide des Fermes Métalliques. (Tabelle zur raschen Berechnung von stählernen Dachbindern.) 39 S., Gr. DIN A 4. Brüssel: Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier. 1950.

Rationalisierung. Monatsschrift des Rationalisierungsausschusses der Deutschen Wirtschaft (RDW). Gr. DIN A 4. Monatl. 1 Heft von 32 S. München: Carl Hanser Verlag. 1950. Preis DMark 8,40 vierteljährlich zuzügl. Versandkosten.

Flügge, Baumeister Richard, Wittenberg: Das warme Wohnhaus. Ein Handbuch für den Baufachmann zur Anwendung wärmetechnischer Gesichtspunkte im Hochbau. 2. neubearb. Aufl., 224 S., Gr. 15×21,5 cm, mit 198 Abb. und 47 Zahlen- und Übersichtstafeln. Halle/S.: Carl Marhold Verlagsbuchhandlung. 1950. Preis geh. DMark 9,50.

Schramm, Gerhard, Hans Lorenz und Hugo Kasper: Übergangsbögen im Straßenbau. (= Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen. Neue Folge, Heft 5). Für die Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V. herausgegeben von Dr.-Ing. E. Goerner. 80 S., Gr. DIN A 5, mit 20 Abb. Berlin/Bielefeld/München: Erich Schmidt Verlag. 1950. Preis geh. DMark 3,80.

Verschiedenes.

Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins.

Zur 47. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Wiesbaden versammelten sich am 3. und 4. Mai 1950 mehr als 1000 Fachleute, darunter viele Gäste aus dem Ausland. Nach der Begrüßung durch den Herrn Oberbürgermeister Redlhammer der Stadt Wiesbaden gab der Vorsitzende des DBV, Herr Dr.-Ing. H. Minetti, einen Rückblick auf das vergangene Jahr, das

mit dem Fortfall nahezu aller Bewirtschaftungsmaßnahmen wieder zu normalen Wirtschaftsformen führte.

Die Emil-Mörsch-Denkünze wurde Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden, verliehen, der den „Stahlbetonbau als Meister kühner und weithin bekannter Bauwerke, als vielseitiger und ideenreicher Lehrer, Forscher und Deuter von Versuchen und als beredter Verfechter technischer Neuerungen besonders gefördert hat“.

In seiner Ansprache stellte Minetti zwei Gebote heraus:

1. Wirtschaftliches Denken möge die Gestaltung der Preise im Baufach mehr als bisher bestimmen. Der nach der Währungsreform einsetzende Kampf gegen überhöhte Preise ist abgelöst durch die nicht minder wichtige Aufgabe, dem Zerfall des Betriebsvermögens der Baubindustrie durch Schleuderpreise Einhalt zu gebieten. Besonders die staatlichen Bauherren mögen die Gefahren erkennen, die ein derartiger Raubbau hervorrufen kann.

2. Er erhob die Forderung, die durch Krieg und Kriegsfolgen zurückgebliebenen Erkenntnisse durch gemeinschaftliche Arbeit zu vertiefen, und das Baugeschehen durch Normung und Mechanisierung noch wirtschaftlicher zu gestalten.

Die Entwicklung des Stahlbetons läßt erhoffen, daß die Vervollendung noch nicht abgeschlossen ist, daß durch weitere Gütesteigerung der Baustoffe und durch verfeinerte Berechnungsmethoden der Stahlbeton nicht nur in technischer Beziehung, sondern auch in preislicher Hinsicht noch große Fortschritte machen wird.

Der erste der Vorträge „Neue Wege im Stahlbetonbau“ von Herrn Prof. Dr.-Ing. F. Dischinger, Berlin, behandelte Bogenstaumauern mit aufgespaltem Querschnitt. Bei den Schwergewichtsmauern werden die Wasserlasten durch Kragmomente nach der Felssohle übertragen. Bei leerer Sperre ergeben sich hierbei die größten Druckspannungen auf der Wasserseite, bei gefüllter Sperre an der Luftseite. Bei den Bogenstaumauern dagegen wird der Wasserdruck im wesentlichen durch waagrechte Gewölbe nach den Talhängen übertragen und nur ein geringer Teil durch Kragmomente nach der Sohle. Die Druckspannungen aus der Gewölbewirkung werden durch hohe Biegespannungen überlagert, als Folge der Bogenzusammendrückung und des Schwindens. Aber auch in lotrechter Richtung treten hohe Biegespannungen auf. Die Gewölbewirkungen setzen nämlich eine erhebliche Durchbiegung voraus. Die starke Mauer ist aber in lotrechter Richtung nur wenig verbiegbare. Bei vielen Bogenstaumauern sind daher starke Rissebildungen aufgetreten.

Bei dem neuen Bogenmauersystem, das von Dischinger in Zusammenarbeit mit Dr. Komendant entwickelt worden ist, sind die verschiedenen Nachteile beseitigt. Die Mauer wird nach Art einer Blattfeder aufgespalten in eine Reihe hintereinander liegender und der Höhe nach abgestufter Zylinderschalen. Bei diesen sind die Biegespannungen in waagrechtlicher Richtung gering, so daß das Material besser ausgenützt werden kann. Die Folge ist eine erhebliche Ersparnis an Beton. Sowohl bei gefüllter wie bei leerer Sperre treten die größten Druckspannungen auf der Wasserseite auf, so daß die Gefahr eines Unterdruckes kaum besteht.

Um den Wasserdruck gleichmäßig auf die einzelnen Zylinderschalen zu verteilen, können verschiedene Maßnahmen getroffen werden:

- Man füllt die Zwischenräume zwischen den einzelnen Schalengewölben mit Wasser auf.
- Anstelle einer Wasserfüllung könnte natürlich auch eine Sandfüllung treten, die aber weniger vollkommen ist.
- Eine bessere Lösung ist, daß man die einzelnen Schalengewölbe nur durch eine 3 bis 4 cm dicke Asphalt- bzw. Bitumschicht voneinander trennt. Gegenüber den langsamen Formänderungen beim Füllen oder Entleeren der Talsperre verhält sich diese ähnlich wie eine Flüssigkeit, so daß eine Verkoppelung der einzelnen Schalengewölbe nicht stattfinden kann. Gegenüber plötzlichen Beanspruchungen wie Sprengwirkungen ist dagegen eine weitgehende Zusammenarbeit der einzelnen Schalengewölbe vorhanden, weil in diesem Fall der Asphalt nicht wie eine Flüssigkeit wirkt.

Eine weitere Ersparnis an Beton läßt sich erreichen, wenn man den gespaltenen Querschnitt der Stauwand mit Erddämmen kombiniert. Eine zusätzliche Ersparnis an Beton ergibt sich durch Anordnung von Abspannböcken an den Gewölbeenden. Durch die Abspannböcke werden die Gewölbeschübe des obersten Teiles der Mauer von vorgespannten Seilen schräg nach unten geleitet. Spannweite und Krümmungsradien der Sperre, zugleich die Gewölbestärke der Zylinderschalen können so geringer gehalten werden.

Ein Vortrag von Herrn Dr.-Ing. O. Veit, München, behandelte die „Hebung der Autobahnbrücke über die Saalach“. Über diese interessante Arbeit wird in einem der nächsten Hefte des BAUINGENIEUR ausführlich berichtet.

Herr Ir. J. B. van Bruggen, Generaldirektor für das Bauwesen der Stadt Rotterdam, sprach über den „Bau des Maastunnels in Rotterdam“. Der 1937 bis 1941 erbaute Tunnel hat zwei Röhren, jede mit zweispuriger Fahrbahn und Streifen für Fußgänger und Radfahrer. Der Flußtunnel wurde nach dem Senkverfahren ausgeführt, wobei neun Tunnelstücke aus Stahlbeton schwimmend über ihre endgültige Lage im Flußbett gebracht und dort in eine gebaggerte Rinne versenkt wurden. Die Rampenteile auf beiden Ufern wurden in offener Baugrube zwischen Spundwänden hergestellt. Es wurden u. a. auch die Ergebnisse der Betonkontrolle und die Einrichtungen für das Verarbeiten des Betons behandelt.

Herr Prof. Dr.-Ing. H. R ü s c h, München, sprach über die „Richtlinien für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonbauteile“. Der 7. Entwurf (Januar 1950) von DIN 4227, der das Ergebnis einer siebenjährigen Gemeinschaftsarbeit namhafter Fachleute darstellt, ist bereits in Beton- und Stahlbetonbau 45 (1950) S. 80 veröffentlicht, ebenso die Erläuterungen von H. R ü s c h (S. 108).

Der Vortrag des Herrn Dipl.-Ing. F. Vaessen, Essen, behandelte „Stahlbeton-Bogenbrücken aus Fertigteilen“. Nach der Fertigbetonbauweise wurden bisher von der Hochtief AG. erstellt:

1. Brücke über die Ruhr bei Hattingen (Kösterbrücke) mit 1 Bogen von 27,62 m Spannweite.
2. Brücke über die Inde bei Weisweiler (Regierungsbezirk Aachen) mit 1 Öffnung von 30,0 m.
3. Brücke über die Mosel bei Schweich mit 3 Stromöffnungen von 46,0 m.
4. Brücke über die Ruhr bei Blankenstein (Kemnaderbrücke) mit 4 Öffnungen bis zu 45 m Spannweite.

Der Bau der unter 3. genannten Brücke, der als typisch gelten kann, wurde von F. Vaessen im BAUINGENIEUR 24 (1949) S. 76 ausführlich beschrieben.

Herr Prof. Dr. Ing. E. Mörsch, Stuttgart, sprach über „Die bis zum Bruch ausgedehnte Stauchungslinie des Betons als Grundlage zur Ermittlung des Bruchmoments von Spannbetonbalken“. Den mit ganz besonderem Interesse verfolgten und mit großem Beifall aufgenommenen Ausführungen von E. Mörsch folgte der Vortrag des Herrn Prof. Dr. M. Roš, Baden/Schweiz, „Der Sicherheitsgrad und die zulässigen Spannungen der Tragwerke in Eisenbeton“. Roš behandelte die Berechnung der Kräfte und Verformungen nach der Elastizitätstheorie für einen quasi-homogenen und quasi-isotropen Körper, die n-freie Bemessung für Gebrauchslasten und Erschöpfungszustand, die Steigerung der Haftfestigkeit, die Verminderung der Rißbildung, die Erhöhung der zulässigen Spannungen, sowie den rechnerischen und effektiven Sicherheitsgrad.

Herr Dr. Ing. E. Bittner, Salzburg, gab eine Übersicht über „Die Entwicklung der n-freien Stahlbetonbemessung“. Die verschiedenen neuen Theorien wurden einander gegenübergestellt und mit den Versuchen verglichen. Jene Theorie, die in die Praxis eingeführt werden soll, muß allgemein, d. h. sämtliche Bemessungsaufgaben zu lösen imstande sein. Einige der angeführten Theorien kommen wegen ihren beschränkten Anwendungsbereiches praktisch nicht in Frage.

In dem Vortrag von Herrn Oberreichsbahnrat Klett, Stuttgart, „Einige bemerkenswerte Wiederherstellungen von Ingenieurbauten der Eisenbahn-Direktion Stuttgart“, wurden vier ausgewählte Bauten behandelt:

1. Viereckige Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Stuttgart-Bad Cannstadt (Rosensteinbrücke). Von der in Stampfbeton erstellten Brücke waren 2 Dreigelenkbogen gesprengt. Ein durch einseitigen Schub gefährdeter Flußpfeiler wurde gesichert, die zwei gesprengten Dreigelenkbogen mit den alten Gewölbestärken in Stampfbeton unter Verwendung holzsparender, verschiebbarer Lehrgerüste wiederhergestellt.

2. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Kocher bei Schwäb. Hall (Tullau-Brücke). Die Brücke hatte drei Öffnungen mit stählernen Fachwerkträgern von je 76 m Stützweite. Anlaßlich der Wiederherstellung wurden drei neue Zwischenpfeiler von 30 m Höhe unter Anwendung einer holz- und lohnsparenden Schalungsvorrichtung ausgeführt.

Für die Überdachung der 20 m breiten und rd. 20 m hohen Kopfbahnsteighalle des Stuttgarter Hauptbahn-

hofes wurden 32 Stahlbetonbinder im Abstand von rd. 5,0 m verlegt, die an Ort und Stelle in Spannbeton ausgeführt und mit vorgefertigten Stahlbetontrogplatten eingedeckt. Hierbei wurden ein fahrbares „Mero“-Gerüst und ein Turmdrehkran verwendet.

4. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Enz bei Bietigheim (Enztalviadukt). Von dem 300 m langen und etwa 30 m hohen gemauerten Viadukt waren rd. 80 m Länge bis auf die Fundamente gesprengt und der Rest durch Bombentreffer schwer beschädigt. Die Instandsetzung des stehengebliebenen und die Neuerstellung des gesprengten Brückenteiles in der alten Form durch eine Bogenreihe in Stahlbeton wurde beschrieben.

Herr Prof. Dr. Ing. A. Hummel, Aachen, sprach über „Eine Systematik des Leichtbetons“. Nicht das spezifische Gewicht, sondern das Raumgewicht ist das Kennzeichen des Leichtbetons. Die Mittel zur Beeinflussung des Leichtbetonraumgewichtes wurden dargestellt und dieses in seiner Abhängigkeit vom Feststoffraum (Dicht-raum), vom spezifischen Gewicht des abgebundenen Betons und vom Porenraum untersucht. Die Feststellungen führen zu einfachen Grundgleichungen für den Baustoffbedarf, den Dichtraum, das Trockenraumgewicht und den Porenraum.

Der Vortrag von Herrn Regbm. M. Finkbeiner, Berlin, fiel aus. Stattdessen bot Herr Prof. Dr. Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt, einen Kurzvortrag über „Belüfteten Beton“.

Den Höhepunkt der Tagung bildete der „Gesellige Abend mit Damen“ am Abend des 3. Mai im Kurfürstlichen Schloß in Mainz, das die große Zahl der Gäste kaum zu fassen vermochte.

Ferd. Schleicher, Düsseldorf.

Dr.-Ing. O. Konz 75 Jahre alt.

Am 24. Mai 1950 vollendete Präsident i. R. Dr.-Ing. Otto Konz, der Vorsitz der Neckar-Aktiengesellschaft Stuttgart, das 75. Lebensjahr. Es wird wohl heute in Deutschland keinen großen Ingenieur geben, dessen Name so mit seinem Werk verbunden ist, wie der von K. mit dem Ausbau des Neckar zu einer Großschiffahrtsstraße.

Da Otto Konz ein gebürtiger Tübinger ist, ist ihm der Neckar seit früher Jugend vertraut. Nach dem Hochschulbesuch in Stuttgart und der Ablegung der beiden württembergischen Staatsprüfungen trat er in die württembergische Straßen- und Wasserbauverwaltung ein. Dort wurde er mit den Entwurfsarbeiten für die Neckarkanalisation beauftragt; diese Aufgabe sollte sein Lebenswerk werden. Er wurde 1920 zum Leiter der neugegründeten Neckarbaudirektion Stuttgart und 1921 zum ersten Vorstandsmitglied der Neckar-Aktiengesellschaft in Stuttgart bestellt.

Der ungewöhnlichen Schaffenskraft und Energie von K. ist es zu danken, daß der erste Bauabschnitt des Neckarkanals, die 115 km lange Strecke Mannheim-Heilbronn, bereits 1935 in Betrieb genommen werden konnte und daß auch die Arbeiten an der Strecke Heilbronn-Plochingen schon weit vorangetrieben waren, als K. 1938 vorzeitig in den Ruhestand versetzt wurde. In den folgenden Jahren arbeitete K. die Pläne für die Verbindung des Neckars von Plochingen bis zur Donau bei Ulm durch Unterfahung der Schwäbischen Alb und den Entwurf für eine Großschiffahrtsstraße von Ulm zum Bodensee aus. Nach dem Zusammenbruch übernahm er wieder die Leitung der Wasserstraßendirektion Stuttgart; am 1. Februar 1948 wurde er Präsident der Wasserstraßendirektion Stuttgart. Diese Stelle bekleidete K., bis er am 30. Juni 1949 kraft Gesetzes in den Ruhestand trat. Damit war das Wirken des „Vaters des Neckarkanals“ für die Vollendung seines Lebenswerkes jedoch keineswegs beendet. Präsident Dr.-Ing. Konz hatte



gleich nach dem Zusammenbruch die Treuhänderschaft der Neckar-Aktiengesellschaft in Stuttgart übernommen und ist seit Januar 1947 Vorsitz der Vorstände dieser Gesellschaft. Dank seiner Initiative konnten nicht nur drei im Kriege liegengelassenen Staustufen der Strecke Heilbronn-Plochingen (Horkheim, Lauffen und Aldingen) fertiggestellt, sondern im Jahr 1949 der Bau der Staustufe Hessigheim und im Jahr 1950 der Weiterbau der Staustufe Heilbronn begonnen werden. Nach den Plänen von K. wird die Großschiffahrtsstraße Neckar-aufwärts bis Marbach im Jahr 1954 und bis Stuttgart 1956 vollendet sein.

Die Arbeit von K. gilt jedoch nicht allein der Vollendung des Neckarkanals, sondern einem großzügigen Ausbau des südwestdeutschen Wasserstraßennetzes. So lag es nahe, daß er 1949 zum Vorstand des Südwestdeutschen Kanalvereins für Rhein, Neckar und Donau e. V. gewählt wurde. Weit über die Grenzen seiner Heimat hinaus wird im In- und Ausland sein Rat in allen Fragen des Wasserstraßenbaues hoch geschätzt. Alle seine Freunde wünschen dem Jubilar, daß er noch die Vollendung seines Lebenswerkes und dessen segensreiche Wirkungen für seine schwäbische Heimat erleben möge.

Walther Schnapper, Stuttgart.

Die Staatsbauschule Stuttgart

feiert im Frühjahr 1951 die 100jährige Wiederkehr der Gründung, verbunden mit der Einweihung eines Teils des wiedererrichteten Schulgebäudes. Alle ehemaligen Studierenden, die am Jubiläum teilnehmen wollen, werden gebeten, ihre Anschrift baldmöglichst der Studentenschaft der Staatsbauschule Stuttgart, Schloßstr. 32, mitzuteilen.

Preisauusschreiben „Österled“ der Stadt Stockholm.

Das Preisgericht für das internationale Preisauusschreiben in Stockholm hat ihre Arbeit abgeschlossen. Das Ausschreiben erfolgte vor mehr als einem Jahr und erbrachte 196 Entwürfe aus fast allen Ländern Europas, aus Amerika bis nach Mexiko u. a. m.

Die Prüfung der rund 6000 Zeichnungen erforderte einen großen Apparat und viel Zeit. Eine Reihe der besten Ingenieure und Architekten Stockholms leistete die Arbeit der Vorprüfung, worauf ein Ausschuß von drei Leitern der maßgeblichen Ämter der Stadt eine Vor-einstufung vornahm und dann das bekannte Preisgericht vor Pfingsten zusammentrat. Nun muß der Abschlußbericht geschrieben werden, was Arbeit und Geschick erfordert, da ein jeder der 196 Teilnehmer ein gerechtes Urteil erwartet.

Die von den Teilnehmern geleistete Arbeit wird mit etwa 1 500 000 Kronen bewertet. Der Stadt Stockholm kostet die ganze Veranstaltung einschl. der im Sommer stattfindenden Ausstellung der Entwürfe etwa 700 000 Kr. Das ist ein unverhältnismäßig großer Aufwand, der zum Nachdenken auffordert.

Wie sofort in den Bedingungen betont wurde, handelt es sich nicht um einen durchgearbeiteten Brücken- oder Tunnelentwurf über bzw. unter der sog. Saltsjö, östlich vom Schloß, sondern in der Hauptsache um die städtebaulich und verkehrstechnisch beste Linienführung der Zufahrtsstraßen. So werden die preisgekrönten Entwürfe wahrscheinlich überraschen und starken Widerspruch hervorrufen. Denn ein Teil der preisgekrönten wie auch der zum Ankauf vorgeschlagenen Entwürfe sind brückenbautechnisch minderwertig, auch der Entwurf mit dem ersten Preis. Es war eben die Linienführung, die entschied. Und so wurden es zwei Hängebrücken — und zwei Tunnelvorschläge, die den Sieg dank der städtebaulichen Meriten davon trugen. Die Summe für den Ankauf ist um 1000 Kr. erhöht worden. Ende Juni wird wahrscheinlich der Bericht geschrieben und gedruckt sein, worauf die Ausstellung aller Entwürfe erfolgt. Als eine Merkwürdigkeit ist noch ein Entwurf einer Hängebrücke — ohne die städtebauliche Lösung, zu erwähnen, die eine sehr bekannte Autorität auf dem Gebiete des Brückenbaues offen unter ihrem Namen eingereicht hat und nicht unter einem Zahlenmotto, wie die anderen. Der Entwurf konnte vom Preisgericht natürlich nicht betrachtet werden.

Für jeden Bedarf -
für jeden Geschmack -
der Fachmann wählt
gern

MICHAEL
Lack

Spezial-Lacke aller Art
für jede industrielle und
handwerkliche Fertigung

von

BÖHME & MICHAEL

Chem. techn. Werke - Lack- u. Farbenfabrik
OBERLICHTENAU BEZ. CHEMNITZ

INGENIEUR

NIVELLIER

Ni 030

mit und ohne Teilkreis aus Glas

Stabiles, handliches Instrument für
technische Einwägungen jeglicher
Genauigkeit

Mittlerer Höhenfehler pro 1 km
Doppelnivellement $\pm 2-3$ mm

Koinzidenzeinstellung der Blasen-
enden der Röhrenlibelle mittels

Kippschraube und parallaxfreie
Beobachtung direkt neben dem
Fernrohrkular

Teilkreis 400° oder 360°

Ablesung 10" (10') Schätzung 1" (1')

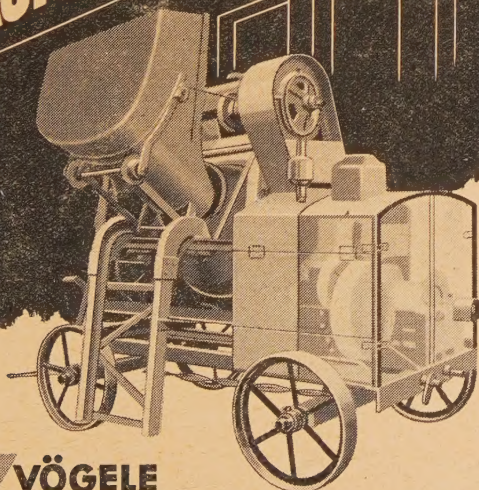
CARL ZEISS
JENA

OPTIK CARL ZEISS JENA VEB

Verlangen Sie bitte Druckschriften 10/ F

**NEUZEITLICHE
BAUMASCHINEN**

HOFMANN



VÖGELE

*Schnellmischer-Hochbauwinden
Baufzüge - Betonfabriken*

GEGR. 1836

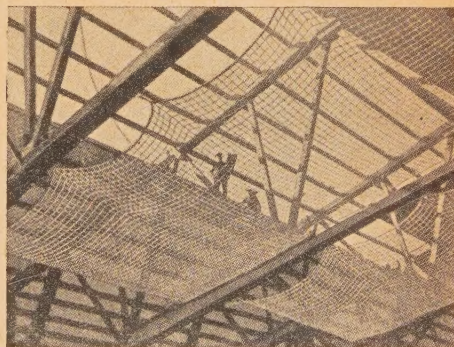
JOSEPH VÖGELE A.G. MANNHEIM

Für absturzgefährliche Arbeiten

Alpica

FANGNETZE Waren-Nr. 657884

zur Unfallverhütung und Einsparung von Gerüstholz



Für Dachkonstruktionen, Werkshallen, Bahnhofshallen,
Lok-Schuppen, Entrostungs- und Anstricharbeiten an
Werkshallen und Eisenkonstruktionen (Stahlgerüste),
Traversen für Hochspannungsmasten, Brückenbauten,
Abfangnetze für Oberlichtscheiben in Industrie-
werken, Sicherungsmaßnahmen bei Brückenkränen
Standard-Spannweiten: 5x5, 5x10, 10x10 m

**DER
FACHMANN
NIMMT...**

**PLASTIMENT
PLASTOCRETE
B I N D A
BETOWA**

Die unentbehrlichen Zusatzstoffe
für
BETON u. MÖRTEL

PLASTIMENT GMBH
KARLSRUHE

**TRANSPORTANLAGEN
UND AUFZÜGE**

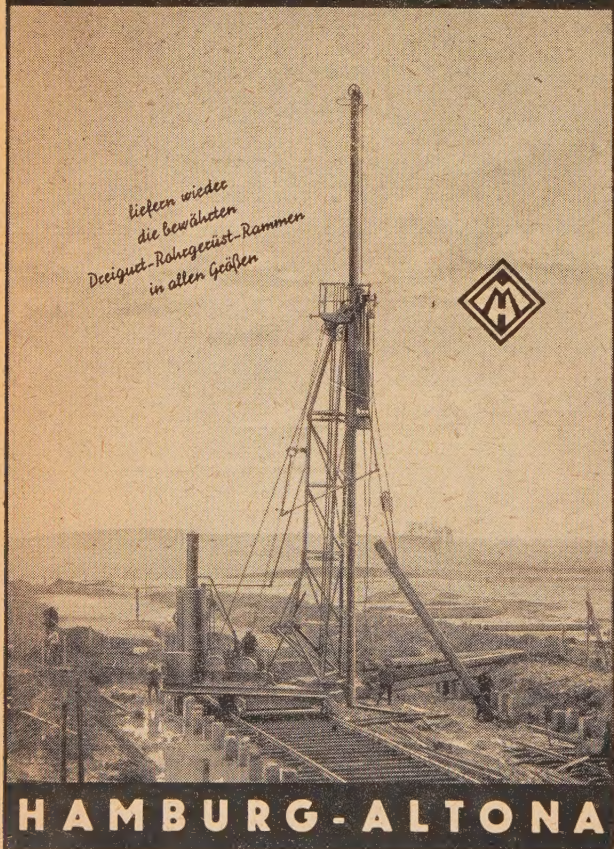
FÜR ALLE
INDUSTRIEZWEIGE
UND JEDES
FÖRDERGUT



WILHELM STÖHR OFFENBACH-M
SPEZIALFABRIK FÜR FÖRDERANLAGEN UND AUFZÜGE

MENCK & HAMBROCK

*liefern wieder
die bewährten
Deesinet-Rohrgerüst-Rahmen
in allen Größen*



HAMBURG-ALTONA



Wir liefern für
**Spannbeton und als
schlaife Bewehrung**
höchste
**Patent-Gußstahl-
Neptundrähte**

Runddrähte von 1 bis 8 mm $\varnothing$ und Zugfestigkeiten bis
240 kg / mm² (hohe Kriechgrenze)

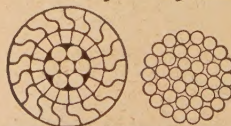
Neptun-Spezial-Flachdrähte (verdreh) höchste Haftfestigkeit,
Querschnitte 2—20 mm², Zugfestigkeiten bis
210 kg / mm² (hohe Kriechgrenze)



Drahtlitzen aus 2 und mehr Drähten in allen Abmessungen mit
Zugfestigkeiten bis 200 kg / mm²



Neptun-Spezial-Seile verschlossene Seile und Paralleldrahtbündel
bis 120 mm $\varnothing$ und bis 160 kg / mm² Zugfestigkeit



**FELTEN & GUILLEAUME CARLSWERK
EISEN U. STAHL AG KÖLN-MÜLHEIM**